Università degli Studi di Salerno

Corso di

Valutazione della Vulnerabilità e Progettazione dell'Adeguamento Strutturale di Costruzioni Esistenti

ai sensi del D.M. 14/01/2008

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI SALERNO

04 aprile 2011

Ore 15:30 – 19:30

Progetto:

Interventi di Adeguamento Sismico di tipo tradizionale

Ing. Carmine Lima

(Università degli Studi di Salerno)

clima@unisa.it - www.carminelima.eu

FONDAZIONE ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI SALERNO

Responsabile Scientifico: **Prof. Ing. Luigi Ascione** (Università degli Studi di Salerno)

Coordinatore del Corso: **Prof. Ing. Michele Brigante** (Ordine degli Ingegneri di Salerno)

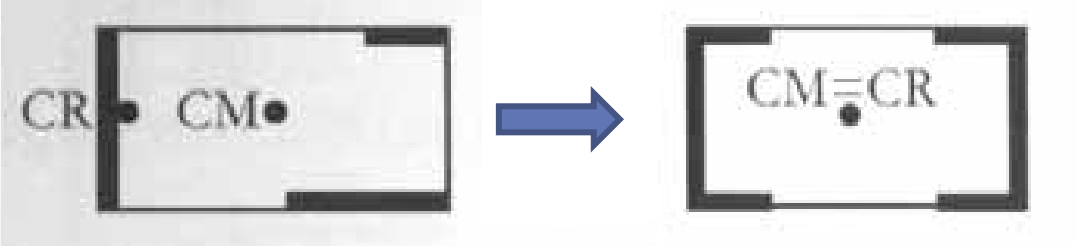
INDICE DELLA PRESENTAZIONE

- Progetto e verifica di interventi su singoli elementi
  - Camicie in acciaio (lezione del 02/03/2011- da 70 a 86)
  - Camicie in c.a. (lezione del 02/03/2011 – da 87 a 97)
- Irrigidimento con Pareti
- Irrigidimento con Controventi Metallici
- Camicie in c.a.
- Verifica dei solai e delle fondazioni
- Particolari e definizione delle fasi costruttive
- Confronto Economico

INDICAZIONI GENERALI

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo conto degli aspetti seguenti:

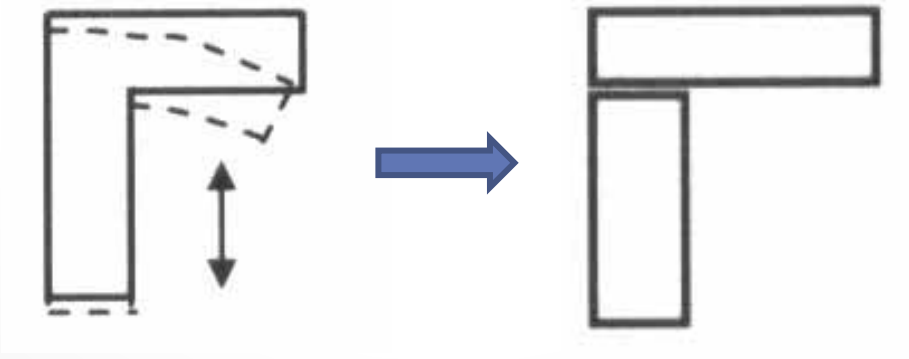
- Nel caso di *edifici fortemente irregolari* (in termini di resistenza e/o di rigidezza) *l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione*
- Una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il *rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi*
- Sono sempre opportuni interventi volti a *migliorare la duttilità locale*
- È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura



Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- *Rinforzo o ricostruzione* di tutti o parte degli elementi
- Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di *nuovi elementi resistenti* come, ad esempio, pareti in c.a.
- Modifica dell'organismo strutturale: *saldatura tra corpi di fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi* particolarmente vulnerabili, *eliminazione di eventuali piani* "deboli"
- *Introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo* in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto



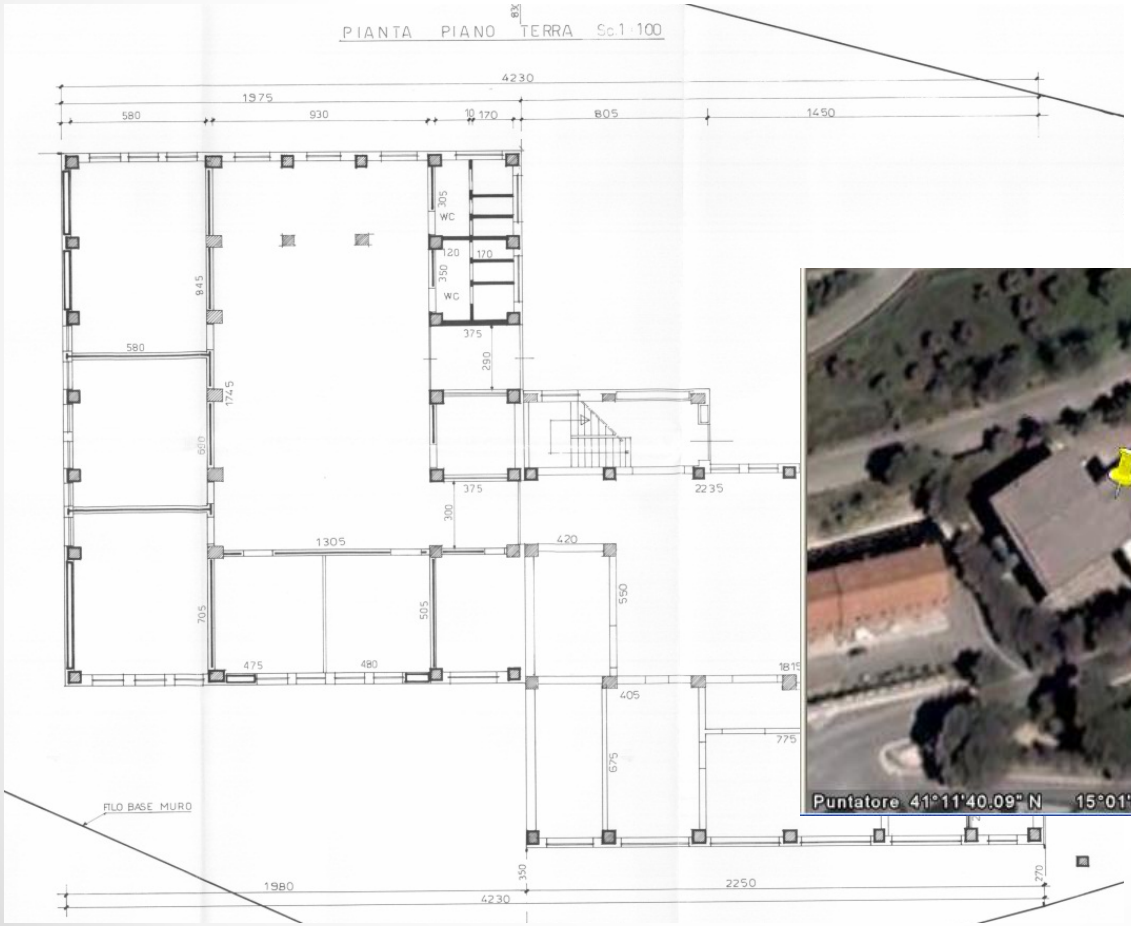
Tipo di intervento

- Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio
- Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controventamento dissipative e/o isolamento alla base
- Riduzione delle masse
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio
- Demolizione parziale o totale

Presentazione dell'Edificio oggetto di Adeguamento

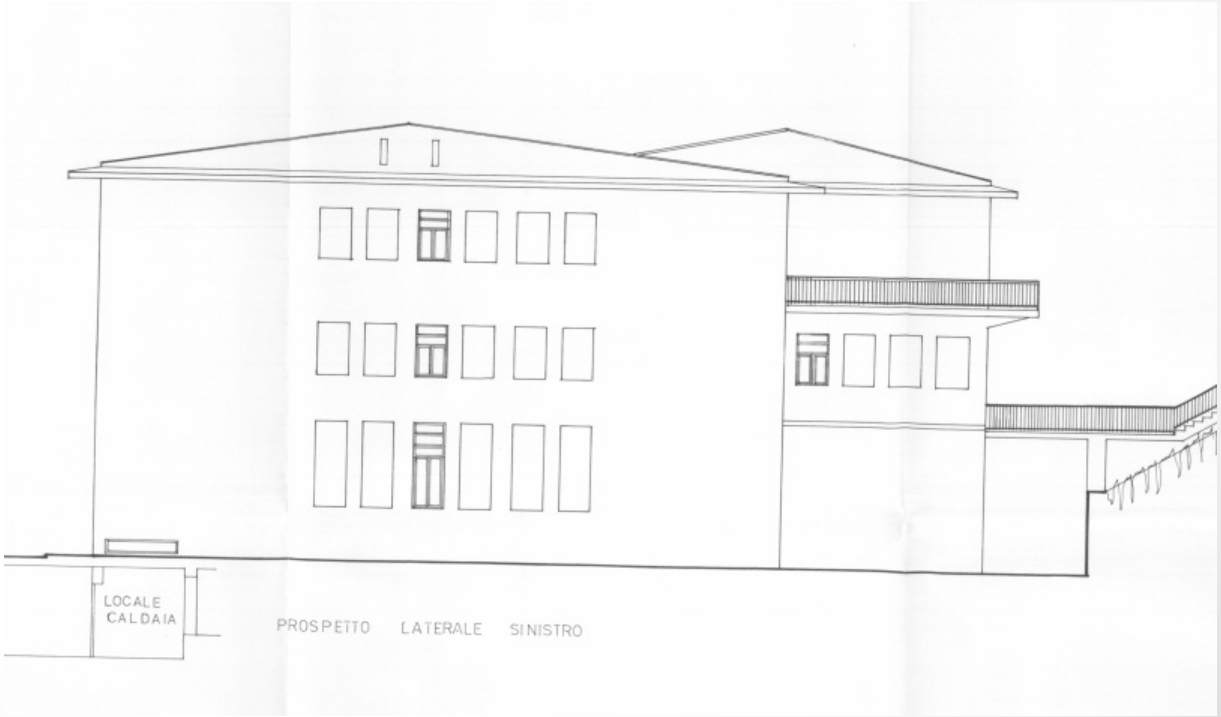
Presentazione del Caso Studio

L'edificio scolastico su cui si interviene è sito in *Montecalvo Irpino (AV) ed è una struttura intelaiata in c.a.*.

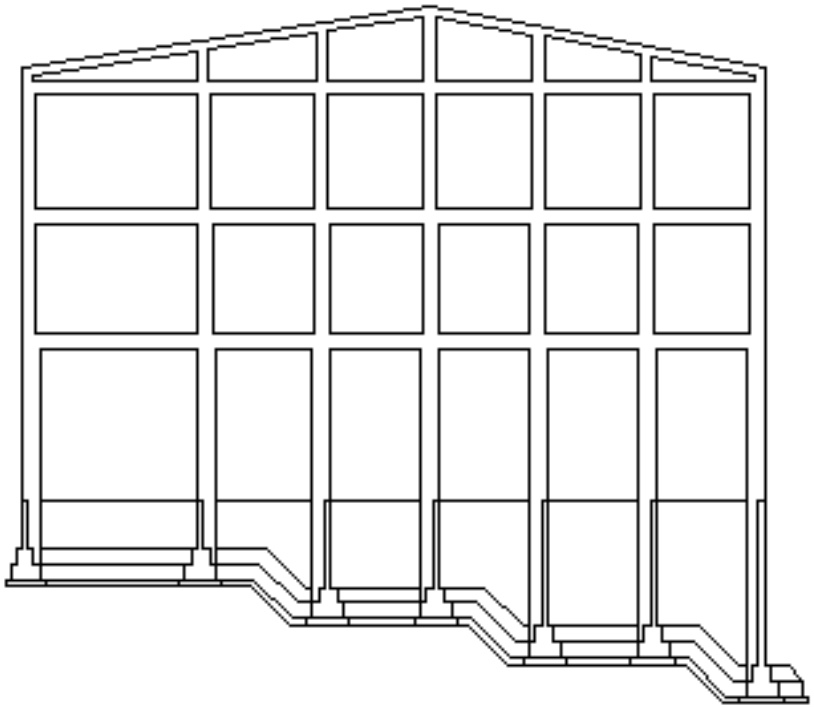


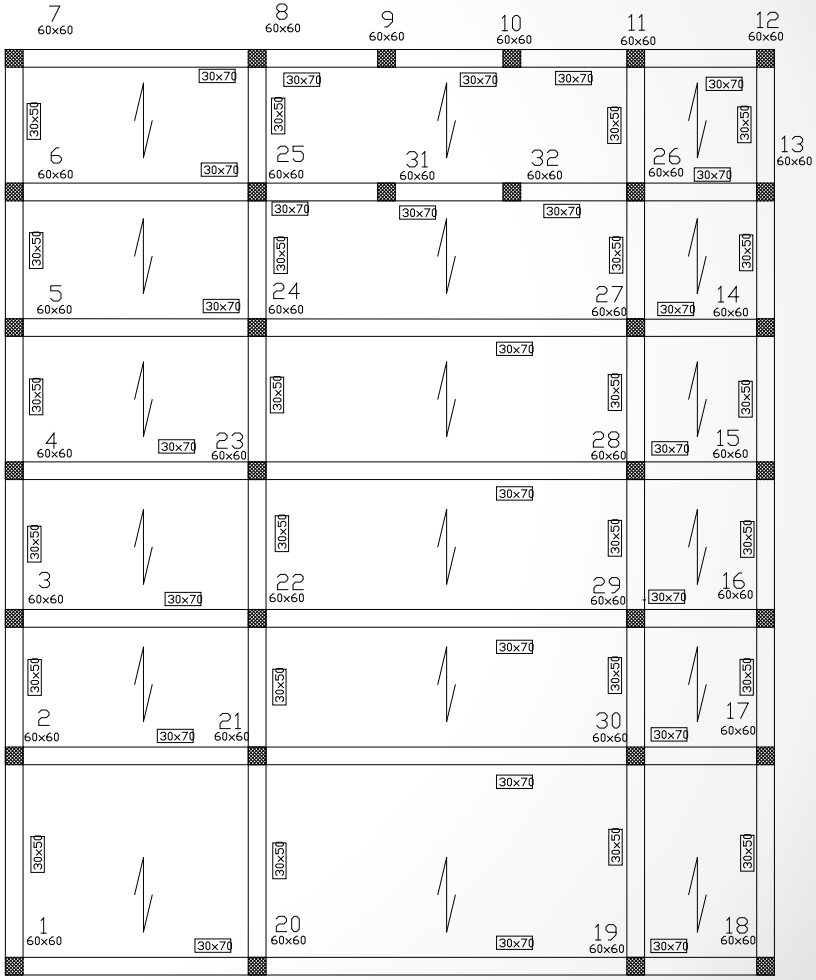
Presentazione del Caso Studio

L'edificio è di *tre piani più il sottotetto*. Il tetto è realizzato con *solaio latero-cementizio* ed è composto di due falde inclinate di differente pendenza. I solai dell'impalcato tipo sono sempre latero-cementizi del tipo gettato in opera. Le *fondazione sono a graticcio di travi con sezione a T rovescia*, l'altezza della sezione risulta variabile per meglio seguire *l'andamento del terreno.*



Presentazione del Caso Studio





Indagini Sperimentali e Prove sui Materiali

Contrassegno	Diametro [cm]	Altezza [cm]	Area [cm^2]	Massa [kg]	f_{car} [MPa]	R_c [MPa]
C1	9.4	19.0	69.40	3.05	37.7	47,2
C2	9.4	19.0	69.40	2.92	19.2	24,1
C3	9.4	19.0	69.40	3.01	18.2	22,8
C4	9.4	19.0	69.40	2.89	12.8	16,0
C5	9.4	19.0	69.40	3.02	20.1	25,2

Dall'esame dei valori riportati nella Tabella, si evince che la resistenza cubica a compressione presenta valore medio pari a $R_{c,med}$ = 27.5 N/mm² e valore minimo di prelievo pari a $R_{c,min}$ = 16.0 N/mm².

Si può ottenere una stima del valore caratteristico della resistenza a compressione pari a $R_{ck} = R_{c,min} + 3.5 = 16.0 + 3.5 = 19.5 \cong 20$ N/mm². Tale valore è compatibile con i risultati delle prove ultrasoniche e sclerometriche effettuate e risulta di poco inferiore alla *resistenza dichiarata nel progetto originario* (R_{ck} = 22.5 N/mm²)

Indagini Sperimentali e Prove sui Materiali

Le armature utilizzate come *ferri longitudinali e staffe sono costituite da barre lisce.*

La prova di resistenza a trazione ha fornito un valore del carico di snervamento pari a $f_y = 496\ N/mm^2$ ed un carico di rottura pari a $f_t = 625\ N/mm^2$.

Tuttavia, dagli elaborati tecnici del progetto strutturale originario si desume che *l'acciaio utilizzato è del tipo AQ50/60*;

pertanto, in via cautelativa, nei calcoli che seguiranno si assumerà la presenza di armature di acciaio AQ50, cui compete una tensione di snervamento pari ad $f_{yk} = 320\ N/mm^2$.

Indagini Sperimentali e Prove sui Materiali

L'esame dei risultati delle indagini e delle prove sperimentali di laboratorio ed *in situ* effettuate, integrate dalle informazioni desumibili dagli elaborati del progetto strutturale originario, consentono di assumere per i materiali in opera le seguenti caratteristiche meccaniche:

Calcestruzzo: $R_{ck} = 20.0$ MPa
Acciaio per elementi in elevazione e fondazione: tipo AQ/50, $f_{yk} = 320$ MPa .

Inoltre, l'estensione delle prove e delle indagini conoscitive e la disponibilità della documentazione tecnica del progetto strutturale originario giustificano il raggiungimento di un *livello di conoscenza accurata (LC3)*.

Caratteristiche dei Materiali utilizzati nell'analisi

Per quanto riguarda l'esecuzione degli *interventi di consolidamento degli elementi strutturali e di adeguamento sismico*, si utilizzano i seguenti materiali (D.M. Min. I.T. 14/01/2008):

- *carpenteria metallica per controventi e placcaggi*: acciaio ***S 355***:
  - tensione ammissibile allo s.l.s.: σ_{amm} = 235 MPa
  - resistenza di calcolo allo s.l.u.: f_{yd} = 355/1.10 = 322.7 Mpa

- *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (classe C20/25):*
  - presso-tensoflessione: f_{cd} = 25 /1.9 = 13.2 MPa
  - compressione centrata: f'_{cd} = fcd /1.25 = 10.5 MPa
  - deformazione ultima: e_{cu} = 0.0035

- *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:*
  - $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.48 \cdot (25)^{1/2} / 1.5$ = 1.05 Mpa

- *Resistenza di calcolo dell'acciaio per barre di armatura (B450C):*
  - resistenza di calcolo allo s.l.u.: f_{sd} = 450 / 1.15 = 390 MPa
  - deformazione ultima: e_{su} = 0.010

Verifica della Struttura Esistente

La prima fase dell'attività consiste nella *verifica di sicurezza della struttura esistente* nei confronti delle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e dalle azioni sismiche. L'attività svolta si è articolata nei seguenti passi:

- *analisi dei carichi verticali e calcolo delle azioni sismiche;*
- *calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali;*
- *verifiche di sicurezza allo stato limite degli elementi strutturali esistenti*.

Analisi dei Carichi

I carichi agenti sulla struttura sono costituiti dai carichi verticali fissi ed accidentali. I carichi verticali fissi sono dovuti al peso proprio dei solai, degli elementi strutturali (travi e pilastri), delle murature e delle opere di finitura.

I solai sono del tipo latero-cementizio ed hanno altezza complessiva

$h = 16 + 4 = 20$ cm.

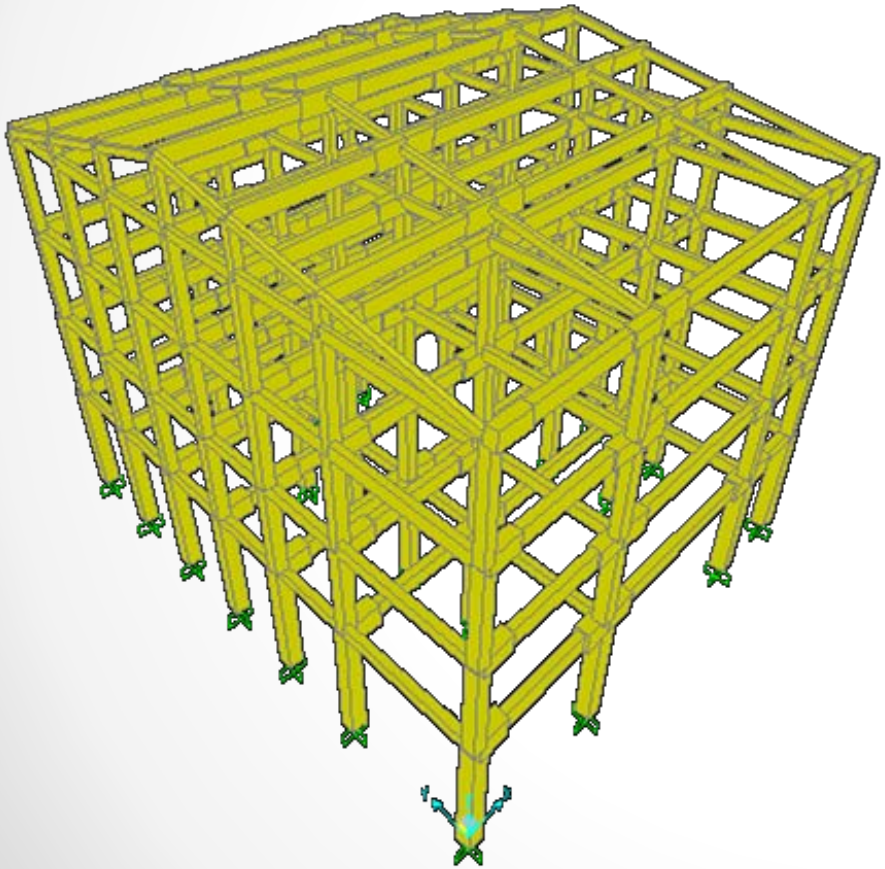
Solai del I , II e III impalcato:	$g = 5.56$ kN/m^2
Impalcato Sottotetto:	$g = 2.80$ kN/m^2
Copertura dell'edificio:	$g = 3.50$ kN/m^2

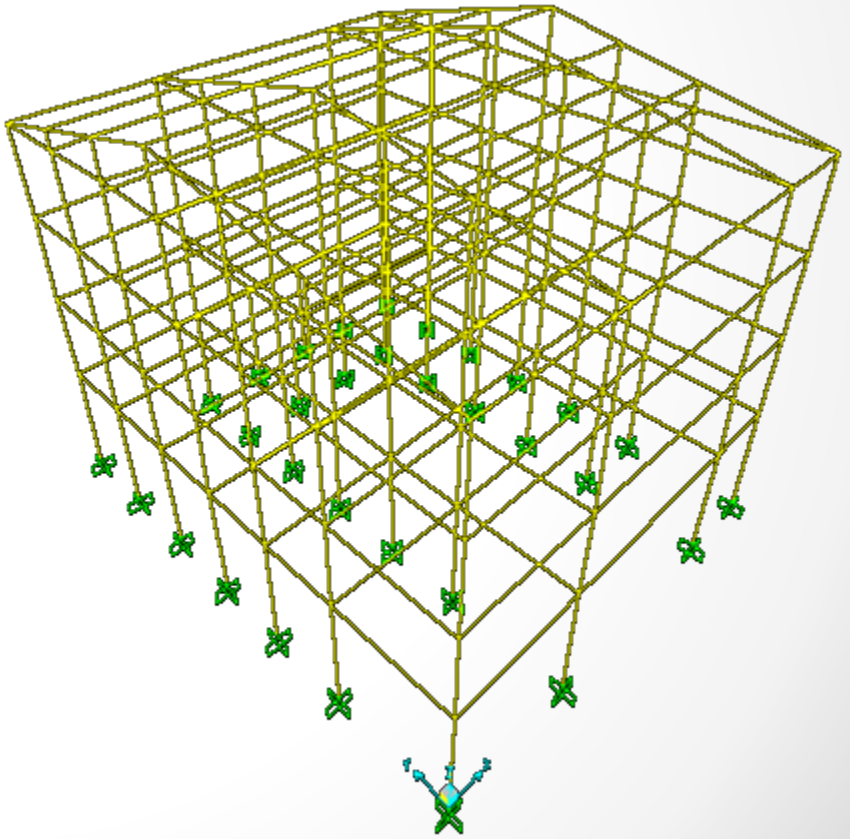
Si assumono i seguenti valori caratteristici in funzione della destinazione d'uso degli ambienti:

Solai del I , II e III impalcato:	$q = 3.50$ kN/m^2
Impalcato Sottotetto:	$q = 1.00$ kN/m^2
Copertura (neve):	$q = 1.75$ kN/m^2

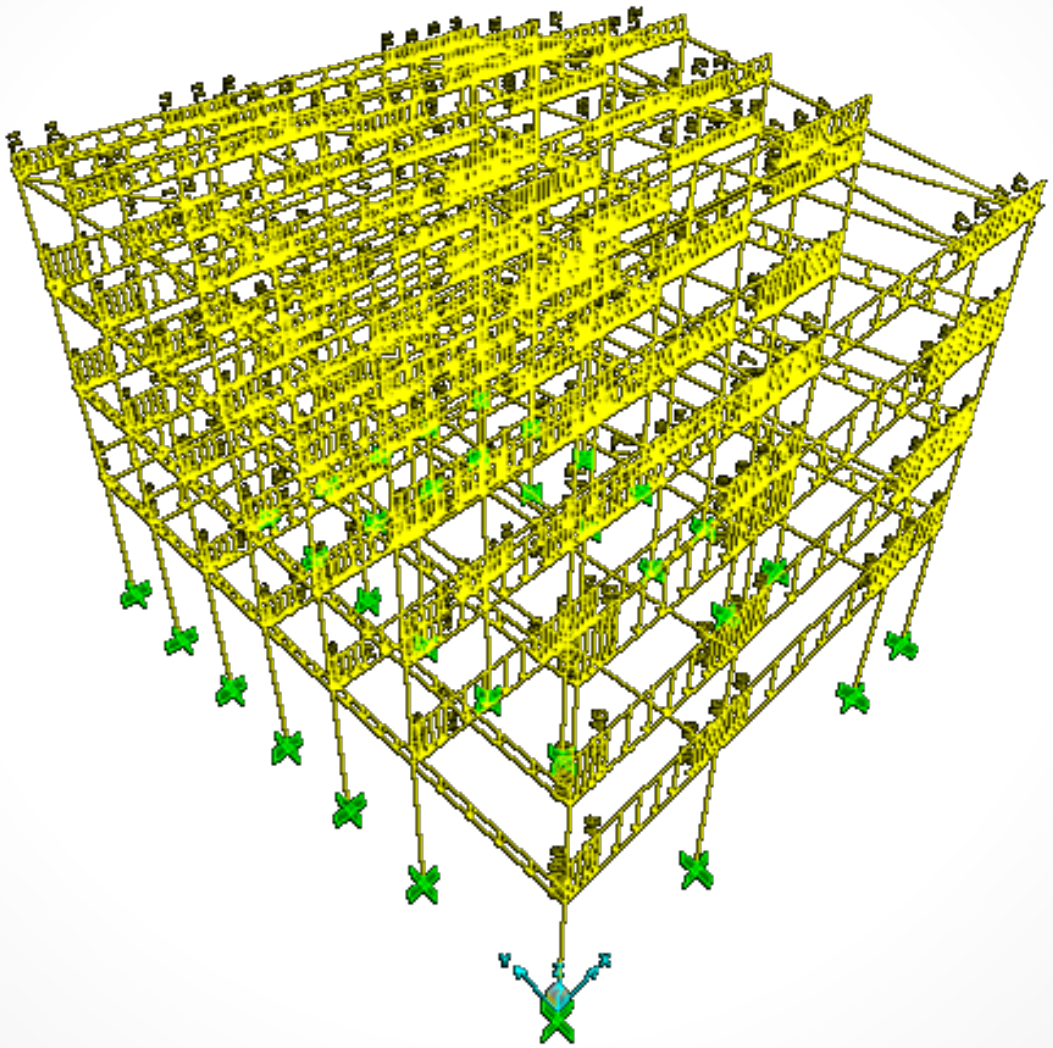
Modello di Calcolo

Struttura spaziale composta da elementi monodimensionali (travi e pilastri) collegati nei nodi, utilizzando un modello FEM; in corrispondenza dei piani vengono introdotti diaframmi orizzontali rigidi costituiti dai solai.





Modello di Calcolo



Verifiche di Sicurezza per Carichi Verticali

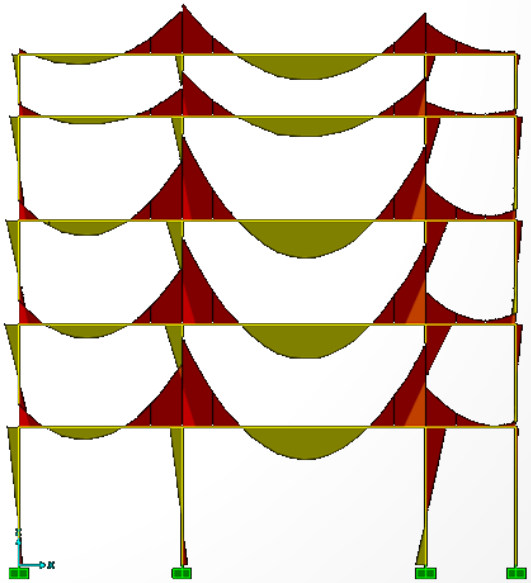
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo per presso-flessione e taglio condotte sui **pilastri del Corpo II**, soggette ai carichi verticali ottenuti secondo la usuale combinazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_k + \sum_i \left(\psi_{0i} \cdot Q_{k,i} \right) \right]$$

assumendo γ_g=1.30 e γ_q=1.50 e considerando come azione variabile principale Q_{ki} quella relativa ai carichi che agiscono sugli impalcati adibiti alle attività didattiche.

Verifica di Pilastri e Travi

- Compressione
- Pressoflessione
- Taglio



Verifiche di Sicurezza per Carichi Verticali

PILASTRI - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE dir X

									Pressoflessione		
Piano	Pilastro	Posiz.	Elemento	b [cm]	h [cm]	A_{sx} [cm^2]	A_{sy} [cm^2]	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	y_c [cm]	M_{Rd} [kNm]
1	18	piede	89	50	35	15.22	15.22	345.55	4.91	66.35	**192.64**
		testa	89	50	35	15.22	15.22	373.22	2.69	67.73	**196.47**
1	17	piede	91	50	35	15.22	15.22	246.53	0.91	61.35	**178.88**
		testa	91	50	35	15.22	15.22	274.20	0.17	62.76	**182.73**
1	16	piede	112	50	35	15.22	15.22	397.78	0.91	70.48	**199.64**
		testa	111	50	35	15.22	15.22	270.80	0.94	62.59	**182.26**
1	4	piede	1	60	60	19.02	19.02	651.94	4.49	99.30	**498.15**
		testa	1	60	60	19.02	19.02	595.03	8.92	95.84	**483.91**
1	3	piede	3	60	60	19.02	19.02	912.37	13.99	134.71	**553.21**
		testa	3	60	60	19.02	19.02	969.28	6.56	143.11	**563.96**
1	2	piede	6	60	60	19.02	19.02	888.23	0.65	131.15	**548.54**
		testa	6	60	60	19.02	19.02	945.14	0.13	139.55	**559.45**
1	1	piede	8	60	60	19.02	19.02	994.22	26.98	146.80	**568.55**
		testa	8	60	60	19.02	19.02	1051.13	13.21	155.20	**578.75**
1	19	piede	10	60	60	19.02	19.02	1380.31	3.72	203.80	**630.23**
		testa	10	60	60	19.02	19.02	1437.23	1.61	212.21	**637.84**
1	20	piede	12	60	60	19.02	19.02	584.95	5.35	95.22	**481.39**
		testa	12	60	60	19.02	19.02	641.86	2.40	98.69	**495.64**
1	15	piede	85	60	60	19.02	19.02	520.32	5.74	91.25	**465.14**
		testa	86	60	60	19.02	19.02	728.48	2.61	107.56	**515.87**
1	21	piede	322	35	50	15.22	15.22	749.94	9.46	189.82	**344.84**
		testa	322	35	50	15.22	15.22	722.27	19.05	182.82	**342.05**
1	14	piede	325	35	50	15.22	15.22	558.83	4.95	141.45	**322.39**
		testa	325	35	50	15.22	15.22	531.16	9.71	134.44	**318.52**

Verifiche di Sicurezza per Carichi Verticali

PILASTRI - VERIFICA A TAGLIO dir X

Piano	Pilastro	Posiz.	Elemento	b [cm]	h [cm]	A_{s1} [cm^2]	ϕ_{st} [cm]	p_{st} [cm]	r	$1+50\rho_l$	N_{Sd} [kN]	M_0 [kNm]	M_{Sd} [kNm]	δ	V_{Rd1} [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{wd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Sd} [kN]
1	18	piede	89	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**345.55**	20.16	**4.91**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**1.62**
		testa	89	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**373.22**	21.77	**2.69**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**1.62**
1	17	piede	91	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**246.53**	14.38	**0.91**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**0.23**
		testa	91	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**274.20**	15.99	**0.17**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**0.23**
1	16	piede	112	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**397.78**	23.20	**0.91**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**0.70**
		testa	111	50	35	15.22	8	15.0	1.280	1.476	**270.80**	15.80	**0.94**	2.000	**164.39**	**796.80**	61.77	**226.16**	**0.73**
1	4	piede	1	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**651.94**	65.19	**4.49**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.85**
		testa	1	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**595.03**	59.50	**8.92**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.85**
1	3	piede	3	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**912.37**	91.24	**13.99**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**4.37**
		testa	3	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**969.28**	96.93	**6.56**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**4.37**
1	2	piede	6	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**888.23**	88.82	**0.65**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.17**
		testa	6	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**945.14**	94.51	**0.13**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.17**
1	1	piede	8	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**994.22**	99.42	**26.98**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**8.55**
		testa	8	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1051.13**	105.11	**13.21**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**8.55**
1	19	piede	10	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1380.31**	138.03	**3.72**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.13**
		testa	10	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1437.23**	143.72	**1.61**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.13**
1	20	piede	12	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**584.95**	58.50	**5.35**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.65**
		testa	12	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**641.86**	64.19	**2.40**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.65**
1	15	piede	85	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**520.32**	52.03	**5.74**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.77**
		testa	86	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**728.48**	72.85	**2.61**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.80**
1	21	piede	322	35	50	15.22	8	15.0	1.130	1.463	**749.94**	62.49	**9.46**	2.000	**147.89**	**819.21**	90.72	**238.61**	**6.07**
		testa	322	35	50	15.22	8	15.0	1.130	1.463	**722.27**	60.19	**19.05**	2.000	**147.89**	**819.21**	90.72	**238.61**	**6.07**
1	14	piede	325	35	50	15.22	8	15.0	1.130	1.463	**558.83**	46.57	**4.95**	2.000	**147.89**	**819.21**	90.72	**238.61**	**3.12**
		testa	325	35	50	15.22	8	15.0	1.130	1.463	**531.16**	44.26	**9.71**	2.000	**147.89**	**819.21**	90.72	**238.61**	**3.12**
1	5	piede	126	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**984.04**	98.40	**2.37**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.62**
		testa	126	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**927.12**	92.71	**5.25**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.62**
1	26	piede	128	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1311.53**	131.15	**7.54**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.35**
		testa	128	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1368.45**	136.84	**3.48**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.35**
1	25	piede	130	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1593.73**	159.37	**1.15**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.33**
		testa	130	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1650.64**	165.06	**0.40**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.33**
1	24	piede	132	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1606.01**	160.60	**0.60**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.16**
		testa	132	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1662.92**	166.29	**0.13**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.16**
1	23	piede	134	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1573.15**	157.32	**1.52**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.51**
		testa	134	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1630.07**	163.01	**0.89**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.51**
1	22	piede	136	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1156.85**	115.69	**5.30**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.71**
		testa	136	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**1213.76**	121.38	**2.72**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**1.71**
1	13	piede	180	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**733.00**	73.30	**6.73**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.16**
		testa	181	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**789.91**	78.99	**3.41**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.16**
1	6	piede	184	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**558.39**	55.84	**2.78**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.00**
		testa	184	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**501.48**	50.15	**6.64**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**2.00**
1	7	piede	186	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**711.37**	71.14	**10.59**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**3.43**
		testa	186	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**768.28**	76.83	**5.53**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**3.43**
1	8	piede	188	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**746.53**	74.65	**0.40**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.04**
		testa	188	60	60	19.02	8	15.0	1.030	1.278	**803.44**	80.34	**0.23**	2.000	**244.90**	**1703.16**	110.02	**354.92**	**0.04**

Verifiche di Sicurezza per Carichi Verticali

Verifica delle Travi del Primo Impalcato a Flessione

Trave	Elemento	b	h	$A_{s,inf}$	$A_{s,sup}$	M_{Sd}	y_c	M_{Rd}
4-3	51	30	50	20.28	20.28	***-177703***	6.59	**-2917284**
	51	30	50	12.68	12.68	**72816**	5.79	**1829552**
	51	30	50	12.68	20.28	**72445**	4.90	**1834884**
2-1	7	30	50	17.76	13.24	***309130***	7.20	**2548151**
	7	30	50	12.68	8.16	**-160**	4.35	**-1186247**
	7	30	50	12.68	13.24	**-457905**	5.96	**-1908897**
1-19	9	30	50	17.76	13.24	***-170532***	5.27	**-1913529**
	9	30	50	12.68	8.16	**125975**	6.73	**1821536**
	9	30	50	17.76	13.24	**-171338**	5.27	**-1913529**
19-20	19	30	50	17.76	13.24	***-104779***	5.27	**-1913529**
	19	30	50	12.68	8.16	**100407**	6.73	**1821536**
	19	30	50	17.76	13.24	**-288226**	5.27	**-1913529**
20-15	308	30	50	18.28	20.28	***-180956***	6.89	**-2914299**
	308	30	50	18.28	12.68	**71924**	7.48	**2619824**
	308	30	50	18.28	20.28	**-104231**	6.89	**-2914299**
5-26	62	30	50	20.28	20.28	***-147553***	6.59	**-2917284**
	62	30	50	12.68	12.68	**30830**	5.79	**1829552**
	62	30	50	12.68	20.28	**5643**	4.90	**1834884**
26-25	179	30	50	12.68	20.28	***-172790***	8.07	**-2900483**
	179	30	50	20.28	20.28	**85924**	6.59	**2917284**
	179	30	50	12.68	20.28	**-137181**	8.07	**-2900483**
25-24	131	30	50	17.76	13.24	***-155933***	5.27	**-1913529**
	131	30	50	12.68	8.16	**80785**	6.73	**1821536**
	131	30	50	12.68	13.24	**-164316**	5.96	**-1908897**

Verifiche di Sicurezza per Carichi Verticali

Verifica delle Travi del Primo Impalcato a Taglio

Trave	Elemento	b	h	$A_{s,l}$	ϕ_{st}	p_{st}	r	$1+50\rho_l$	δ	V_{Rd1}	V_{Rd2}	$V_{st,d}$	V_{Rd}	V_{Sd}
4-3	51	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***-2892***
	51	30	50	12.68	8	15.0	1.125	1.445	1.00	**6300**	**70965**	9168	**15469**	***968***
2-1	7	30	50	17.76	8	15.0	1.125	1.623	1.00	**7077**	**70965**	9168	**16246**	***2351***
	7	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***5320***
1-19	9	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***-2967***
	9	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***2971***
19-20	19	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***-2510***
	19	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***3428***
20-15	308	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***-2749***
	308	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***2298***
5-26	62	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***-2155***
	62	30	50	12.68	8	15.0	1.125	1.445	1.00	**6300**	**70965**	9168	**15469**	***977***
26-25	179	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***-2498***
	179	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***2320***
25-24	131	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***-2388***
	131	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***2430***
24-23	133	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***-2389***
	133	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***2429***
23-22	64	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***-2183***
	64	30	50	13.24	8	15.0	1.125	1.465	1.00	**6386**	**70965**	9168	**15554**	***2636***
22-13	335	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***-1747***
	335	30	50	20.28	8	15.0	1.125	1.712	1.00	**7463**	**70965**	9168	**16631**	***2349***

Verifiche Sotto Sisma allo Stato di Fatto

Lo studio condotto, muovendo da una indagine relativa all'identificazione dei materiali ed al rilievo della struttura (effettuato pure verificando la documentazione originaria di progetto disponibile), propone varie tipologie di analisi caratterizzate da diverso livello di approssimazione:

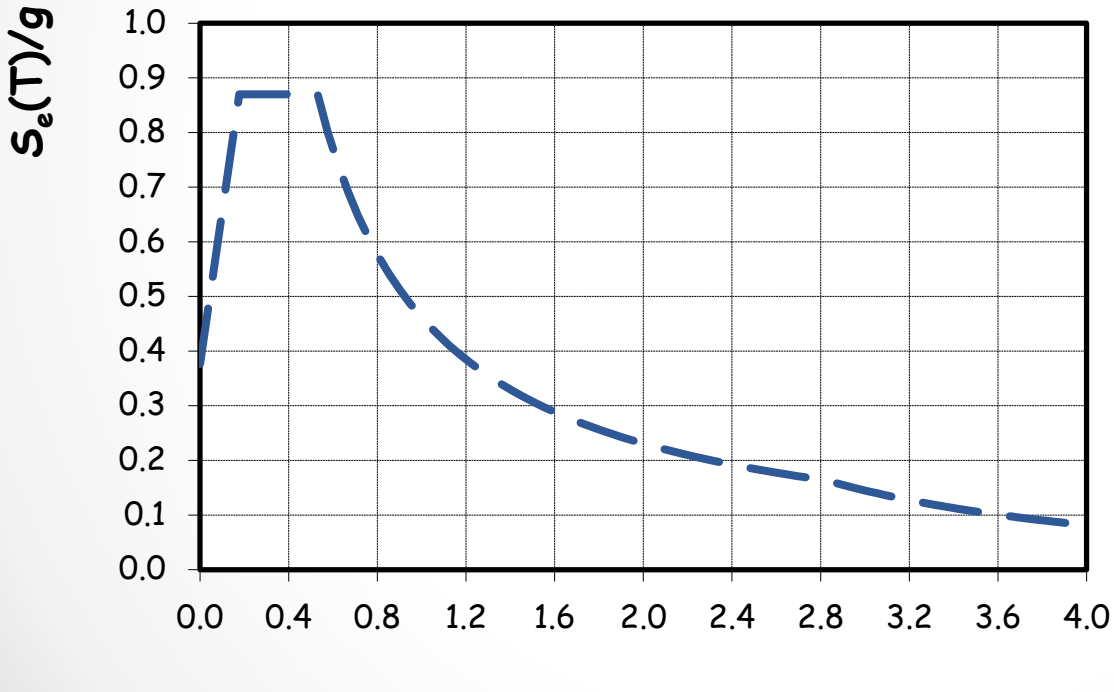
- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura)*
- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*
- *Analisi non lineare semplificata con meccanismo di collasso;*
- *Analisi statica non lineare (pushover).*

Si evince che la struttura presenta carenze nella risposta sismica, palesando un valore della PGA resistente inferiore a quello richiesto dalla norma.

La struttura non soddisfa i limiti normativi pari a d_r = 0.005 h in cui h è l'altezza di interpiano dell'edificio

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura)*
  - Opere ordinarie V_N=50
  - Classe d'uso III C_U=1,5 V_R=75 T_R=712



a_g/g=0,306
T_C*=0,402
F_0=2,311

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*
  - Validità del modello:
    - Per i pilastri abbiamo:
      ρ_{min}= 1,168; ρ_{max}= 3,481
    - Per le travi abbiamo:
      ρ_{min}= 0,642; ρ_{max}= 4,059
    - ρ_{max}/ρ_{min}= 2,030 *Il modello è valido*

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*

$f^{(V)}_{cd}$= 17.0MPa f_{cd}= 17MPa f_{sd}= 320MPa

$M_{Rd}=\psi \cdot b \cdot y_c \cdot f_{cd} \cdot (h/2-\lambda \cdot y_c)+A_s \cdot f_{sd} \cdot (h/2-d')$

$y_c=(A_s * f_{sd}+N_{Sd})/(\psi * b * f_{cd})$

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\,\alpha + ctg\,\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$$

$$V_{Si,j} = -\frac{M_{Ri,j} + M_{Rj,i}}{L} \pm \frac{q_d L}{2}$$

Pilastro	b [m]	h [m]	$A_s=A_s'$ [mm²]	N_{Sd} [kN]	y_c [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kNm]	M_{Sd} [kNm]	ρ_i	$V_{S,min}$ [kN]	$V_{S,max}$ [kN]	V_{Rcd}-V_{Rsd} [kN]	θ [°]	V_{Rd} [kN]
P101	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-606.73	0.164	510.9	1206.95	2.362	-192.795	192.795	59.75	10.927	206.200
P102	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-774.67	0.185	537.9	1354.00	2.517	-202.974	202.974	59.75	10.927	206.200
P103	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-636.11	0.168	515.8	1390.61	2.696	-194.651	194.651	59.75	10.927	206.200
P104	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-625.46	0.166	514.1	1395.23	2.714	-193.982	193.982	59.75	10.927	206.200
P105	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-630.59	0.167	514.9	1395.35	2.710	-194.304	194.304	59.75	10.927	206.200
P106	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-642.09	0.168	516.8	1400.80	2.710	-195.025	195.025	59.75	10.927	206.200
P107	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-476.60	0.148	488.1	1254.34	2.570	-184.189	184.189	59.75	10.927	206.200
P108	0.6	0.6	3Ø18+4Ø 22 2284	-886.51	0.198	554.3	1131.84	2.042	-209.175	209.175	59.75	10.927	206.200

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*

  - Primo livello:
    - Meccanismi duttili: $\min_i\{(\theta_{LS,i}-\theta_i)/\theta_{LS,i}\}$ = -0,15
    - Meccanismi fragili: $\min_i\{(V_{Rd,i}-V_{Sd,i})/V_{Rd,i}\}$ = -0,16

  - Secondo livello:
    - Meccanismi duttili: $\min_i\{(\theta_{LS,i}-\theta_i)/\theta_{LS,i}\}$ = -0,30
    - Meccanismi fragili: $\min_i\{(V_{Rd,i}-V_{Sd,i})/V_{Rd,i}\}$ = -0,14

  - Secondo livello:
    - Meccanismi duttili: $\min_i\{(\theta_{LS,i}-\theta_i)/\theta_{LS,i}\}$ = 0,08
    - Meccanismi fragili: $\min_i\{(V_{Rd,i}-V_{Sd,i})/V_{Rd,i}\}$ = 0,04

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*

Per il calcolo della deformazione allo stato limite di collasso utilizzeremo la formula di normativa:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1{,}25^{100 \cdot \rho_d})$$

dove:

L_V è la luce di taglio

$\nu = N/(A_c \cdot f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c

$\omega = A_s \cdot f_y/(b \cdot h \cdot f_c)$ e $\omega = A_s \cdot f_y/(b \cdot h \cdot f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica)

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0} \right)$$

b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato

b_i è la distanza tra le barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe sul perimetro

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (con fattore di struttura q=1)*

Pil.	sez	h [cm]	b [cm]	$A_s=A'_s$ Ø14	Ø18	Ø22	[cm²]	γ_{el}	A_c [cm²]	N [kN]	v	A_{sx} [cm²]	s_h [cm]	ρ_{sx}	h_0 [cm]	b_0 [cm]	α	L_V [cm]
P101	i	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*493*	0.116	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	260
	j	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*445*	0.105	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	109
P102	i	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*613*	0.145	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	260
	j	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*565*	0.134	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	158
P103	i	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*509*	0.12	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	260
	j	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*461*	0.109	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	173
P104	i	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*501*	0.118	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	260
	j	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*454*	0.107	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	175
P105	i	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*505*	0.119	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	260
	j	60	60	0	3	0	7.6	1.5	3600	*457*	0.108	1.005	20	0.0008	54	54	0.221	175

ω=ω'	$\theta^*_{u,x}$	$\theta_{u,x}$	$\theta_{SD,x}$	L_V [cm]	ω=ω'	$\theta^*_{u,y}$	$\theta_{u,y}$	$\theta_{SD,y}$	Valore	$u_{1,i}$ [m]	$u_{2,i}$ [m]	$u_{1,j}$ [m]	$u_{2,j}$ [m]	θ_x	θ_y	Verifica θ_x	Verifica θ_y
0.05	0.027	0.014	0.01046	260	0.05	0.027	0.014	0.01046	Max	0.000	0.000	0.034	0.044	0.008	0.006	NO	SI
0.05	0.02	0.010	0.00782	208	0.05	0.026	0.013	0.00980	Min	0.000	0.000	-0.034	-0.044				
0.05	0.026	0.013	0.01011	260	0.05	0.026	0.013	0.01011	Max	0.000	0.000	0.030	0.044	0.008	0.006	SI	SI
0.05	0.022	0.011	0.00860	238	0.05	0.026	0.013	0.00993	Min	0.000	0.000	-0.029	-0.044				
0.05	0.027	0.014	0.01041	260	0.05	0.027	0.014	0.01041	Max	0.000	0.000	0.027	0.044	0.008	0.005	SI	SI
0.05	0.024	0.012	0.00916	236	0.05	0.027	0.014	0.01020	Min	0.000	0.000	-0.027	-0.044				
0.05	0.027	0.014	0.01044	260	0.05	0.027	0.014	0.01044	Max	0.000	0.000	0.024	0.044	0.008	0.005	SI	SI
0.05	0.024	0.012	0.00920	237	0.05	0.027	0.014	0.01024	Min	0.000	0.000	-0.024	-0.044				
0.05	0.027	0.014	0.01043	260	0.05	0.027	0.014	0.01043	Max	0.000	0.000	0.024	0.044	0.008	0.005	SI	SI
0.05	0.024	0.012	0.00920	237	0.05	0.027	0.014	0.01023	Min	0.000	0.000	-0.024	-0.044				

Sintesi dei Risultati di Vulnerabilità

- *Analisi statica lineare (allo SLD)*

La struttura non soddisfa i limiti normativi pari a d_r = 0.005 h in cui h è l'altezza di interpiano dell'edificio.

	Δh	$d_{r,max}$	$d_{r,esist.}$			
	[cm]	[cm]	[cm]			
			SX	-SX	SY	-SY
1°Liv	470	2.35	2.26	-2.26	1.94	-1.95
2°Liv	400	2.00	2.91	-2.90	2.41	-2.42
3°Liv	400	2.00	2.18	-2.17	1.90	-1.87

Verifica dei Nodi (analisi con fattore di struttura q=3)

Taglio sollecitante

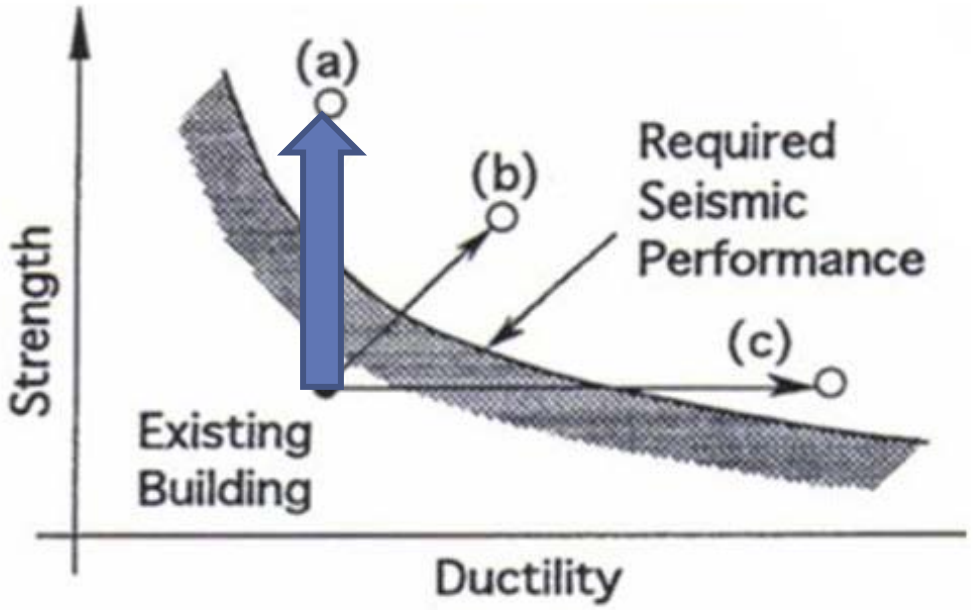
$$V_n = (A_s + A'_s)\cdot f_{sd} - \frac{2\cdot M_{Rd}(N)}{H_{pil}}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2\cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2\cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \le 0{,}5\cdot f_c$$ compressione

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2\cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2\cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \le 0{,}3\sqrt{f_c}$$ trazione

nodo inf. del pil.	b_{pil} [m]	h_{pil} [m]	H_{pil} [m]	$A_{s,pil}$ [cm²]	N [kN]	y_c [m]	$M_{Rd,x}(N)$ [kNm]	x_c [m]	$M_{Rd,y}(N)$ [kNm]	$A_{s,tr\,x}$ [cm²]	$A'_{s,tr\,x}$ [cm²]	$A_{s,tr\,y}$ [cm²]	$A'_{s,tr\,y}$ [cm²]	$V_{n,x}$ [kN]	$V_{n,y}$ [kN]	A_g [m²]	$\sigma_{nt,x}$ [Mpa]	Verifica trazione	$\sigma_{nc,x}$ [Mpa]	Verifica compress.	$\sigma_{nt,y}$ [Mpa]	Verifica trazione	$\sigma_{nc,y}$ [Mpa]	Verifica compress.
P201	0.5	0.5	4	22.84	-294.1	0.075	181.2	0.075	181.2	12.22	0.00	18.28	0.00	192.8	333.4	0.250	0.382	≤0,3√fc	1.558	≤0,5·fc	0.869	≤0,3√fc	2.046	≤0,5·fc
P202	0.5	0.5	4	22.84	-384.4	0.098	197.5	0.098	197.5	12.22	0.00	19.57	19.57	184.6	808.9	0.250	0.297	≤0,3√fc	1.835	≤0,5·fc	2.557	NO	4.095	≤0,5·fc
P203	0.5	0.5	4	22.84	-318.1	0.081	185.7	0.081	185.7	12.22	0.00	18.28	18.28	190.5	755.1	0.250	0.357	≤0,3√fc	1.629	≤0,5·fc	2.451	NO	3.723	≤0,5·fc
P204	0.5	0.5	4	22.84	-313.4	0.080	184.8	0.080	184.8	12.22	0.00	18.28	18.28	191.0	755.5	0.250	0.361	≤0,3√fc	1.615	≤0,5·fc	2.460	NO	3.713	≤0,5·fc
P205	0.5	0.5	4	22.84	-315.0	0.080	185.1	0.080	185.1	12.22	0.00	18.28	18.28	190.8	755.4	0.250	0.360	≤0,3√fc	1.620	≤0,5·fc	2.457	NO	3.717	≤0,5·fc
P206	0.5	0.5	4	22.84	-309.9	0.079	184.2	0.079	184.2	15.80	0.00	19.57	19.57	274.3	815.6	0.250	0.641	≤0,3√fc	1.880	≤0,5·fc	2.701	NO	3.941	≤0,5·fc
P207	0.5	0.5	4	22.84	-225.2	0.057	167.6	0.057	167.6	15.80	0.00	24.10	0.00	282.6	474.9	0.250	0.767	≤0,3√fc	1.667	≤0,5·fc	1.502	NO	2.403	≤0,5·fc
P208	0.5	0.5	4	22.84	-508.4	0.130	217.2	0.130	217.2	15.80	15.80	24.10	0.00	624.2	450.1	0.250	1.679	NO	3.713	≤0,5·fc	1.051	NO	3.085	≤0,5·fc
P209*	0.45	0.5	0	0	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	8.17	5.62	0.00	0.00	319.8	0.0	0.225	1.421	NO	1.421	≤0,5·fc	0.000	≤0,3√fc	0.000	≤0,5·fc
P210*	0.45	0.5	0	0	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	8.17	5.62	0.00	0.00	319.8	0.0	0.225	1.421	NO	1.421	≤0,5·fc	0.000	≤0,3√fc	0.000	≤0,5·fc
P211	0.5	0.5	4	22.84	-447.7	0.114	208.0	0.114	208.0	15.80	15.80	24.10	0.00	628.9	454.8	0.250	1.775	NO	3.566	≤0,5·fc	1.132	NO	2.923	≤0,5·fc
P212	0.5	0.5	4	22.84	-135.4	0.035	148.5	0.035	148.5	15.80	0.00	24.10	0.00	292.2	484.5	0.250	0.929	≤0,3√fc	1.470	≤0,5·fc	1.686	NO	2.228	≤0,5·fc

Progetto n.1: Irrigidimento con Pareti

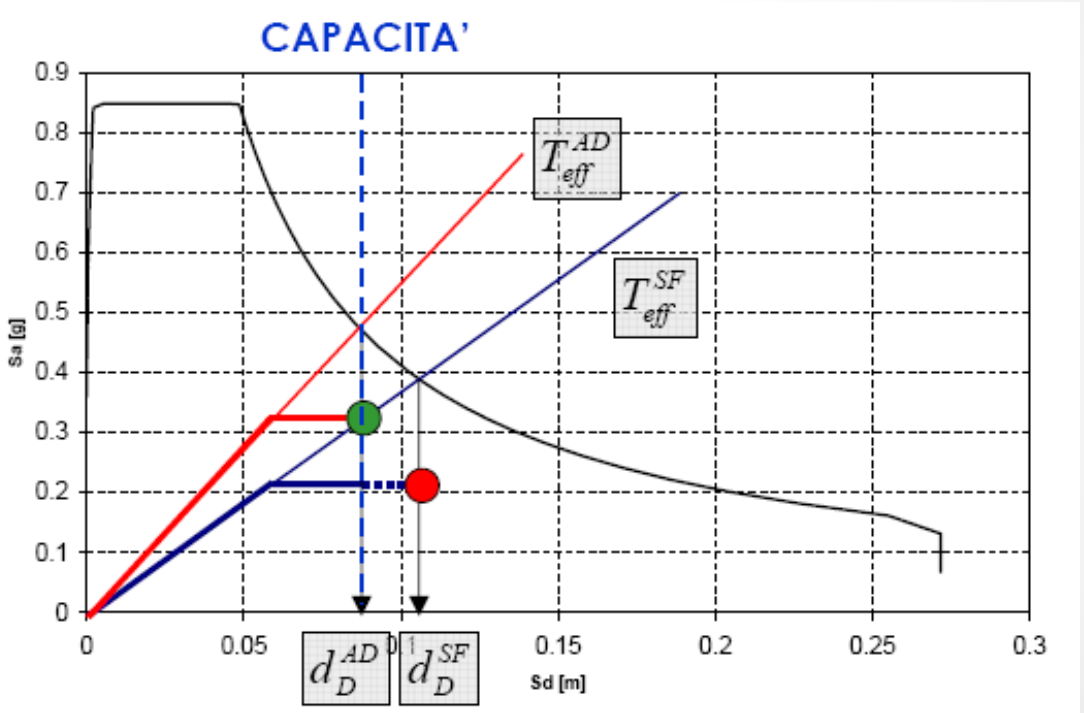


Metodo di Progetto

L'intervento tende a ridurre le sollecitazioni sugli elementi esistenti inserendo nuovi elementi rigidi. Imponiamo che la domanda in termini di spostamento eguagli la capacità (allo SLV):

$$\delta_i = \frac{V_i}{k_i} = \theta_{d,i} \cdot H_i$$

$$\delta_i = \frac{V_i}{k_i + \Delta k_{p,i}} = \theta_{c,i} \cdot H_i$$



Rigidezza esistente al piano i-esimo

Capacità rotazionale minima al piano i-esimo

Rigidezza aggiuntiva delle pareti al piano i-esimo

Metodo di Progetto

$$\Delta k_p = \frac{V_i}{\theta_{c,i} \cdot H_i} - k_i$$ rigidezza aggiuntiva richiesta al piano i-esimo

$$\Delta k_{p,i} = \frac{V_i}{\delta_{p,i}} = \frac{V_i}{\Delta_{p,i}(a_i, b_i) - \Delta_{p,i-1}(a_{i+1}, b_{i+1})}$$ rigidezza di una parete al piano i-esimo

Estrapoliamo quindi da $\Delta_{p,i}$ le dimensioni a e b delle pareti (ai piani 1, 2 e 3):

$$\delta_{p,1} = \Delta_{p,1} = \frac{1}{EI_1}\left(V_1\frac{H_1^3}{3} + V_2\frac{H_1^2 H_2}{3} + V_3\frac{H_1^2 H_3}{3}\right) + \chi\frac{V_1 H_1}{GA_1}$$

$$\delta_{p,2} = \Delta_{p,2} - \Delta_{p,1} = \frac{1}{EI_1}\left(V_1\frac{H_1^2 H_2}{2} + V_2 H_1 H_2^2 + V_3 H_1 H_2 H_3\right) + \frac{1}{EI_2}\left(V_2\frac{H_2^3}{3} + V_3\frac{H_2^2 H_3}{2}\right) + \chi\frac{V_2 H_2}{GA_2}$$

$$\delta_{p,3} = \Delta_{p,3} - \Delta_{p,2} = \frac{1}{EI_1}\left(V_1\frac{H_1^2 H_3}{2} + V_2 H_1 H_2 H_3 + V_3 H_1 H_3^2\right) + \frac{1}{EI_2}\left(V_2\frac{H_2^2 H_3}{2} + V_3 H_2 H_3^2\right) + \frac{1}{EI_3}V_3\frac{H_3^3}{3} + \chi\frac{V_3 H_3}{GA_3}$$

Metodo di Progetto

Calcolo del numero di pareti da inserire con assegnata lunghezza e spessore

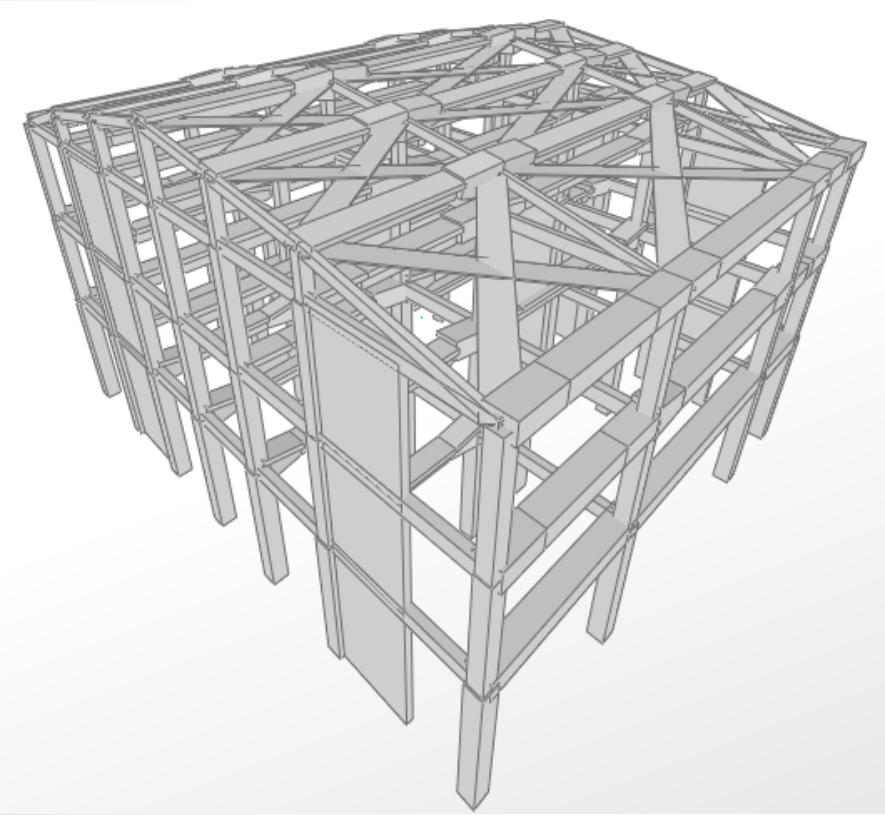
i	H_i [m]	F_i [kN]	V_i [kN]	$\theta_{c,y,i}$	$\theta_{c,x,i}$	$\Delta_{max\ x,i}$ [m]	$\Delta_{max\ y,i}$ [m]	$K_{x,i}$ [kN/m]	$K_{y,i}$ [kN/m]	$\theta_{d,y,i}$	$\theta_{d,x,i}$	$\Delta k^{(d)}_{x,i}$ [kN/m]	$\Delta k^{(d)}_{y,i}$ [kN/m]
1	5.3	2178	8772	0.008	0.007	0.034	0.044	257831	199726	0.006	0.008	-61701	52735
2	4	2904	6594	0.008	0.008	0.065	0.090	215393	143343	0.008	0.012	-12401	59607
3	4	3690	3690	0.009	0.009	0.088	0.127	158126	98888	0.006	0.009	-56546	-33

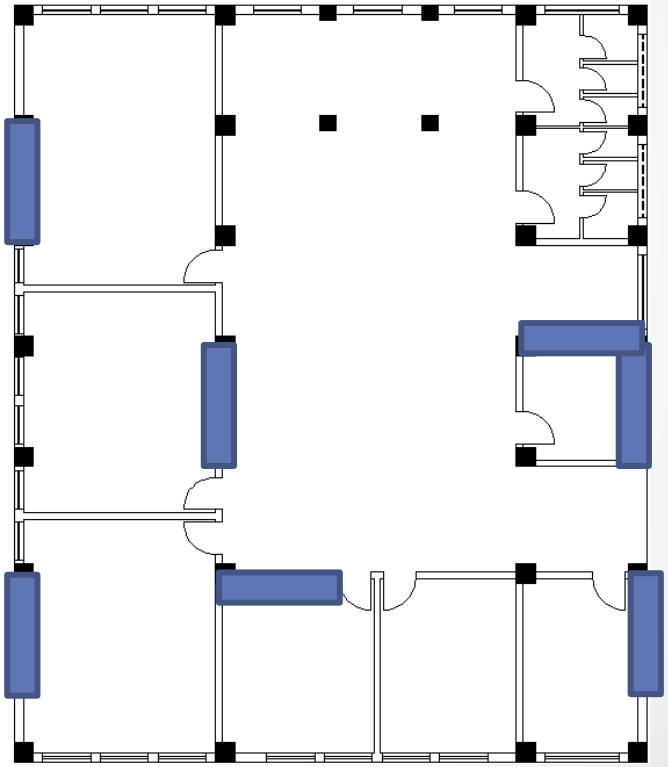
Nella tabella seguente è riportato il calcolo della rigidezza delle pareti in funzione delle dimensioni:

i	Pareti lungo x	$h_{p,x,i}$ [m]	$b_{p,x,i}$ [m]	$\Delta k^*_{x,i}$ [kN/m]	$\Delta k^{(c)}_{x,i}$ [kN/m]	OK?	Pareti lungo y	$h_{p,y,i}$ [m]	$b_{p,y,i}$ [m]	$\Delta k^*_{y,i}$ [kN/m]	$\Delta k^{(c)}_{x,i}$ [kN/m]	OK?
1	0	2.9	0.25	36481	0	SI	4	2.85	0.25	34727	138908	SI
2	0	2.9	0.25	18103	0	SI	4	2.85	0.25	17201	68805	SI
3	0	2.9	0.25	8844	0	SI	4	2.85	0.25	8399	33597	SI

Metodo di Progetto

Anche se non risulterebbe necessario dal calcolo si inseriranno 5 pareti lungo y e 2 lungo l'asse x. Questo per far fronte all'incremento dell'azione sismica conseguente alla riduzione del periodo di vibrazione della struttura in seguito all'intervento.





Verifica dell'Intervento

Nella seguente tabella si riportano i risultati della verifica dei pilastri con l'aggiunta delle 7 pareti. Le azioni sulla struttura sono calcolate con analisi modale con q=1.

pil.	sez	h [cm]	b [cm]	$\theta_{SD,x}$	$\theta_{SD,y}$	Valore	$u_{1,i}$ [m]	$u_{2,i}$ [m]	$u_{1,j}$ [m]	$u_{2,j}$ [m]	θ_x	θ_y	Verifica θ_x	Verifica θ_y
P101	i	60	60	0.010	0.010	Max	0	0	0.032	0.027	0.005	0.006	SI	SI
	j	60	60	0.008	0.010	Min	0	0	-0.031	-0.027				
P102	i	60	60	0.010	0.010	Max	0	0	0.030	0.027	0.005	0.006	SI	SI
	j	60	60	0.009	0.010	Min	0	0	-0.029	-0.027				
P103	i	60	60	0.010	0.010	Max	0	0	0.028	0.027	0.005	0.005	SI	SI
	j	60	60	0.009	0.010	Min	0	0	-0.028	-0.027				
P104	i	60	60	0.010	0.010	Max	0	0	0.027	0.027	0.005	0.005	SI	SI
	j	60	60	0.009	0.010	Min	0	0	-0.027	-0.027				
P105	i	60	60	0.010	0.010	Max	0	0	0.028	0.027	0.005	0.005	SI	SI
	j	60	60	0.009	0.010	Min	0	0	-0.028	-0.027				

Verifica dell'Intervento

In termini di deformazioni sulla struttura esistente (analisi q=1):

Primo livello:	$\min_i\{(\theta_{SD,i}-\theta_i)/\theta_{SD,i}\}$ =	0,25
Secondo livello:	$\min_i\{(\theta_{SD,i}-\theta_i)/\theta_{SD,i}\}$ =	0,00
Terzo livello:	$\min_i\{(\theta_{SD,i}-\theta_i)/\theta_{SD,i}\}$ =	0,10

In termini di *taglio e verifica dei nodi* sulla struttura esistente (analisi q=1.5)

Progetto delle Pareti

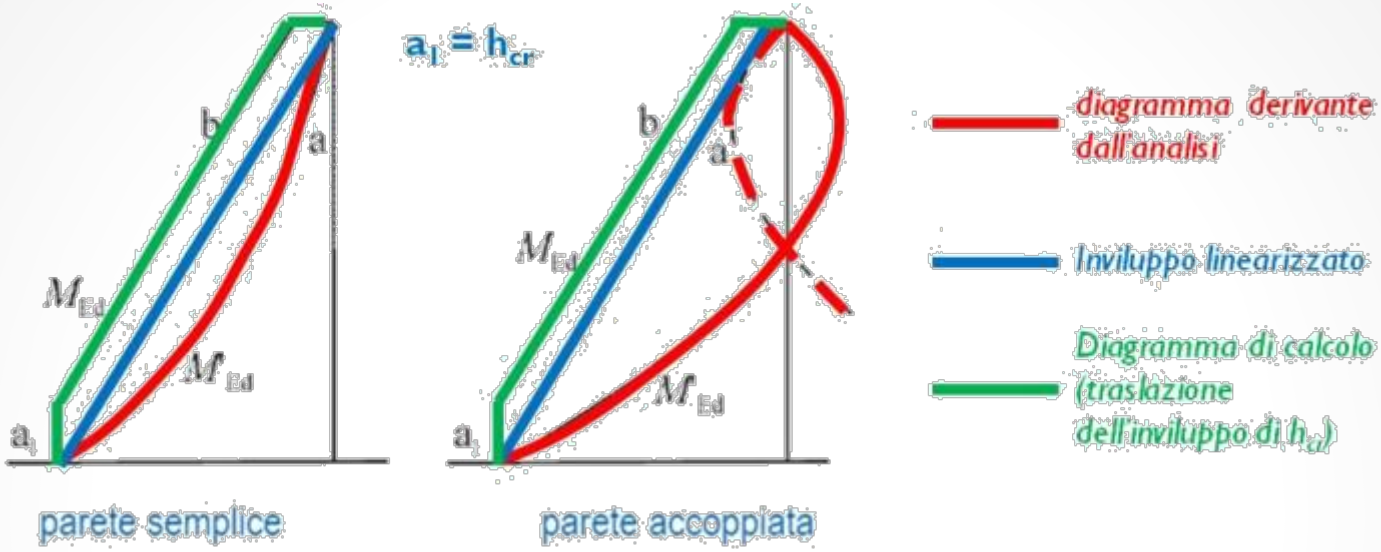
Analisi dinamica lineare con fattore di struttura per edifici a pareti (considerare limitazione edifici esistenti) $1.5 < q < 3$

Si considera *q = 3 (Edifici a pareti non accoppiate in CDB)*

- Sollecitazioni di calcolo pareti:
  - ✓ Momento: dal risultato dell'analisi traslato verso l'alto di h_{cr};
  - ✓ Taglio: risultante dall'analisi incrementato tramite il coefficiente (q+1)/2.
- Verifiche:
  - ✓ analoghe ai pilastri considerando però tutte le armature di parete.

IRRIGIDIMENTO CON PARETI

Progetto delle Pareti



$$h_{cr} = \max \begin{cases} \text{L'altezza della sezione trasversale } l_w \\ 1/6 \text{ dell'altezza della parete } h_w \end{cases}$$

h_{cr} deve essere inferiore all'altezza del piano terra per edifici con meno di 6 piani o a 2 volte l'altezza del piano terra per edifici con più di 6 piani, in nessun caso deve essere maggiore di 2 volte l'altezza della sezione trasversale l_w.

$$h_{r1} \le h_{cr} \le h_{r2}$$

$$h_{r1} = \max(l_w \; ; \; {}^1/_6 \, h_w)$$

$$h_{r2} = \begin{cases} \min(h_{pt} \; ; \; 2 \cdot l_w) & \textit{per edifici con meno di 6 piani} \\ \min(2 \cdot h_{pt} \; ; \; 2 \cdot l_w) & \textit{per edifici con più di 6 piani} \end{cases}$$

Progetto delle Pareti

Le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante una procedura semplificata. Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'inviluppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. La traslazione può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base):

l_{w1}= 2.9m l_{w3}= 2.85m h_w= 13.300m H'= 5.3m

h_{cr1}= min(H';max(l_{w1};h_w/6))= 2.900m

h_{cr3}= min(H';max(l_{w1};h_w/6))= 2.850m

Progetto delle Pareti

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se *si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore (q+1)/2*.

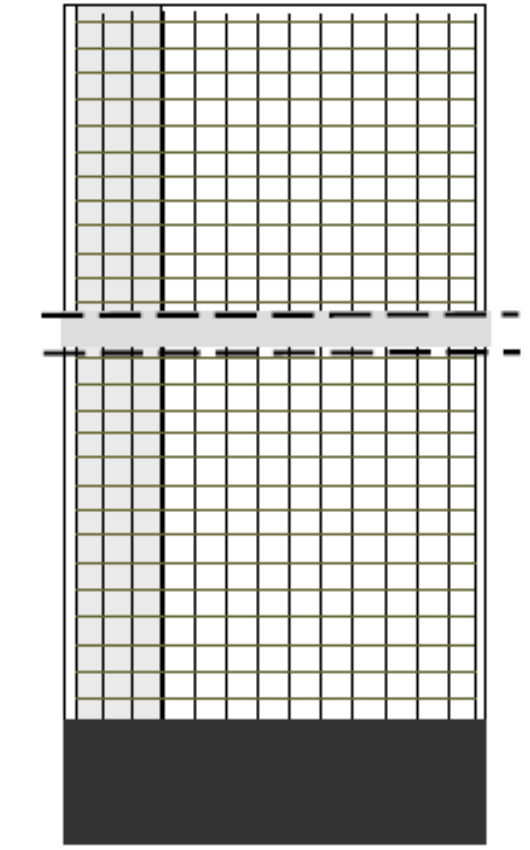
Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere *diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete*, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un *passo non superiore a 30 cm*, devono essere collegate con *legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato*.
Nella zona critica si individuano alle estremità della parete *due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" lc pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete*. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

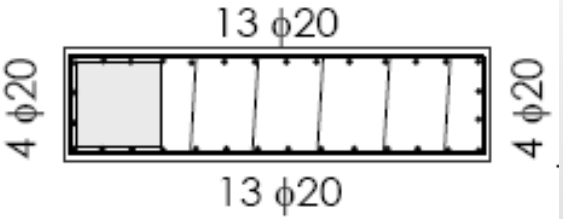
$$1\% < \rho < 4\%$$

Nelle zone confinate *l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm*, *disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm*. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata. Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}$ altezza ed $\frac{1}{2}$ larghezza della parete.
Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

Progetto delle Pareti

- Resistenza a flessione: $M = 0.9\ M$
- Deformabilità allo snervamento $\theta_y = 0.9\ \theta_y$
- Deformabilità ultima $\theta_u = \theta_u$





Progetto delle Pareti

l_{c1}= 0,20·l_{w1}= 0.58m A_{c1}= 0.145m² d^*_1= 2.32m

$A_{s,min}$= 1450mm² $A_{s,max}$= 5800mm²

PARETE 1

Per predimensionare le armature si ipotizza che le armature dell'area confinata debbano compensare l'80% del momento flettente sollecitante. Per la parete 1 al piano terra abbiamo:

M_{Sd}= 4347.9kNm A_s= 0,8·M_{Sd}/(d_1·f_{sd})= 3831.51mm² »» 20Ø16 = 4021.2386mm²

Verifichiamo ora la sezione:

$N_c(y_c)=A_{c,0,8yc}\cdot f'_{cd}$ $N_s(y_c)=\Sigma A_{si}\cdot\sigma_{si}$

l_w= 2.9m f_{cd}= 11.33MPa f_{sd}= 391.30MPa E_s= 200000MPa

	i	Ø16 [-]	A_{si} [mm²]	Y_{si} [mm]	ε_{si}	σ_{si} [MPa]	N_i [kN]	M_i [kNm]		
Zona critica	1	3	603	30	0.002	391.3	236.0	335.161		
	2	2	402	100	0.002	378.3	152.1	205.34		
	3	2	402	160	0.002	326.7	131.4	169.491		
	4	2	402	230	0.001	266.6	107.2	130.809	y_c=	0.5405567m
	5	2	402	290	0.001	215.1	86.5	100.346		
	6	2	402	360	0.001	155.0	62.3	67.9482	$N_s(y_c)$=	-1505.3kN
	8	2	402	420	0.001	103.5	41.6	42.8713		
	9	2	402	490	0.000	43.4	17.5	16.7567		
	10	2	402	550	0.000	-8.1	-3.3	-2.9343	$A_{c,0,8yc}$=	0.1081113m²
	11	2	402	700	-0.001	-136.9	-55.0	-41.2862	$N_c(y_c)$=	1225.2618kN
	12	2	402	1000	-0.002	-391.3	-157.4	-70.8088		
	13	2	402	1300	-0.003	-391.3	-157.4	-23.6029	$N_{Sd}(y_c)$=	-280.00kN
	14	2	402	1600	-0.005	-391.3	-157.4	23.6029	N_{Sd}=	280.007kN
	15	2	402	1900	-0.006	-391.3	-157.4	70.8088		
	16	2	402	2200	-0.007	-391.3	-157.4	118.015	$M_{Rd,c}$=	1511.7003kNm
Zona critica	17	2	402	2350	-0.008	-391.3	-157.4	141.618	$M_{Rd,s}$=	2893.855kNm
	18	2	402	2410	-0.008	-391.3	-157.4	151.059	M_{Rd}=	4405.5553kNm
	19	2	402	2480	-0.008	-391.3	-157.4	162.073		
	20	2	402	2540	-0.009	-391.3	-157.4	171.515		
	21	2	402	2610	-0.009	-391.3	-157.4	182.529	M_{Sd}=	4347.9kNm
	22	2	402	2670	-0.009	-391.3	-157.4	191.97		OK
	23	2	402	2740	-0.009	-391.3	-157.4	202.985		
	24	2	402	2800	-0.010	-391.3	-157.4	212.426		
	25	3	603	2870	-0.010	-391.3	-236.0	335.161		

Progetto delle Pareti

Al secondo piano risulta:

i	Ø16	A_{si}	Y_{si}	ε_{si}	σ_{si}	N_i	M_i		
	[-]	[mm²]	[mm]		[MPa]	[kN]	[kNm]		
1	2	402	30	0.002	391.3	157.4	223.441	y_c=	0.5110389m
2	2	402	200	0.001	263.7	106.0	132.554		
3	2	402	370	0.001	119.6	48.1	51.9316	$N_s(y_c)$=	-1182.4kN
4	0	0	420	0.000	77.2	0.0	0		
5	2	402	550	0.000	-33.0	-13.3	-11.9548	$A_{c,0,8yc}$=	0.1022078m²
6	2	402	700	-0.001	-160.2	-64.4	-48.3173	$N_c(y_c)$=	1158.3549kN
7	2	402	1000	-0.002	-391.3	-157.4	-70.8088		
8	2	402	1300	-0.003	-391.3	-157.4	-23.6029	$N_{Sd}(y_c)$=	-24.05kN
9	2	402	1600	-0.005	-391.3	-157.4	23.6029	N_{Sd}=	24.046 kN
10	2	402	1900	-0.006	-391.3	-157.4	70.8088		
11	2	402	2200	-0.007	-391.3	-157.4	118.015	$M_{Rd,c}$=	1442.8289kNm
12	2	402	2350	-0.008	-391.3	-157.4	141.618	$M_{Rd,s}$=	1197.36kNm
13	0	0	2400	-0.008	-391.3	0.0	0	M_{Rd}=	2640.1889kNm
14	2	402	2530	-0.009	-391.3	-157.4	169.941		
15	2	402	2700	-0.009	-391.3	-157.4	196.691	M_{Sd}=	2329.9kNm
16	2	402	2870	-0.010	-391.3	-157.4	223.441		OK

Progetto delle Pareti

Al terzo piano risulta:

i	Ø16	A_{si}	Y_{si}	ε_{si}	σ_{si}	N_i	M_i		
	[-]	[mm²]	[mm]		[MPa]	[kN]	[kNm]		
1	2	402	30	0.002	391.3	157.4	223.441	y_c=	0.5374762m
2	2	402	200	0.001	289.4	116.4	145.451		
3	2	402	370	0.001	143.6	57.7	62.3649	$N_s(y_c)$=	-1145.1kN
4	0	0	420	0.001	100.7	0.0	0		
5	2	402	550	0.000	-10.7	-4.3	-3.88636	$A_{c,0,8yc}$=	0.1074952m²
6	2	402	700	-0.001	-139.4	-56.0	-42.0283	$N_c(y_c)$=	1218.2793kN
7	2	402	1000	-0.002	-391.3	-157.4	-70.8088		
8	2	402	1300	-0.003	-391.3	-157.4	-23.6029	$N_{Sd}(y_c)$=	73.21kN
9	2	402	1600	-0.005	-391.3	-157.4	23.6029	N_{Sd}=	-73.207 kN
10	2	402	1900	-0.006	-391.3	-157.4	70.8088		
11	2	402	2200	-0.007	-391.3	-157.4	118.015	$M_{Rd,c}$=	1504.5866kNm
12	2	402	2350	-0.008	-391.3	-157.4	141.618	$M_{Rd,s}$=	1235.0475kNm
13	0	0	2400	-0.008	-391.3	0.0	0	M_{Rd}=	2739.6kNm
14	2	402	2530	-0.009	-391.3	-157.4	169.941		
15	2	402	2700	-0.009	-391.3	-157.4	196.691	M_{Sd}=	960.4kNm
16	2	402	2870	-0.010	-391.3	-157.4	223.441		OK

Progetto delle Pareti

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{s}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{h_w}$$

dove H_p è l'altezza della parete γ_{Rd} è un coefficiente che per le strutture CD"B" vale 1,10.

$$V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Per le pareti si useranno ferri orizzontali Ø12

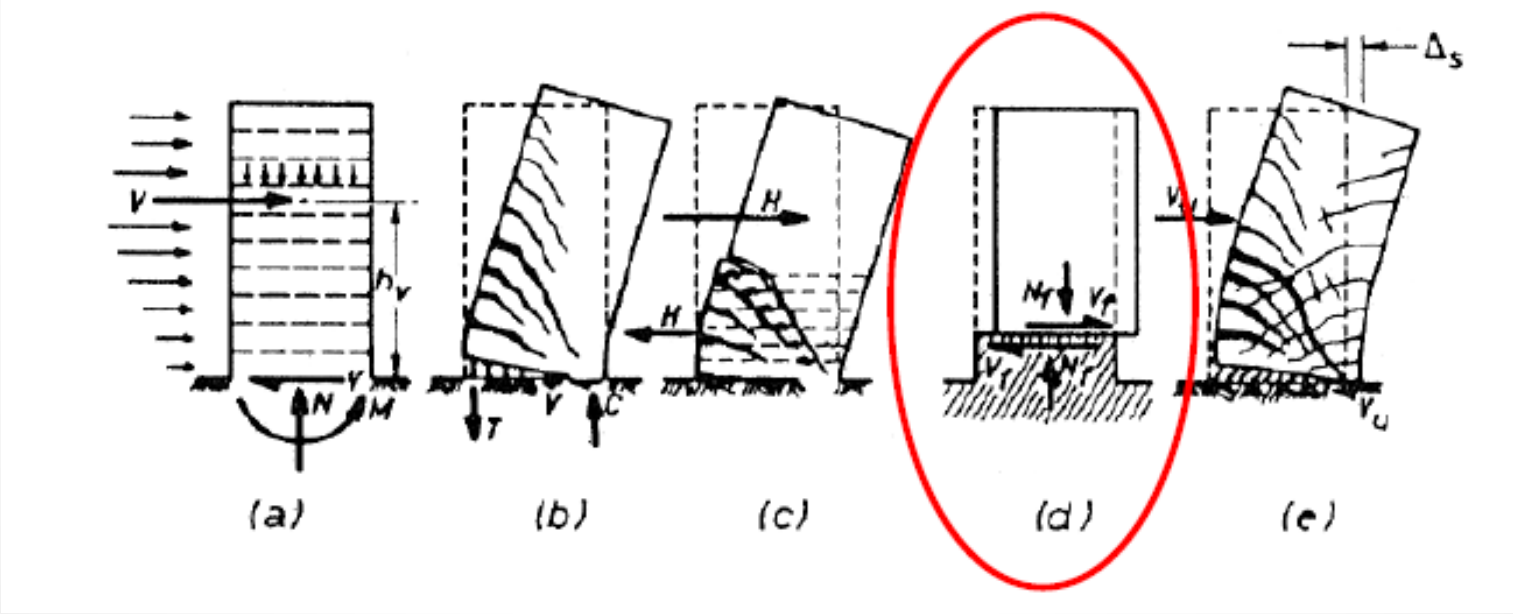
γ_{Rd}=	1.1	$s_{c,max}$=	96mm	A_{sw}=	226mm²	2 Ø12
		α=	90°			

Piano	H [m]	b_w [m]	l_w [m]	$M^{i}_{C,Rd}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	V_{Rcd} [kN]	θ [°]	s_{max} [mm]	s [mm]	V_{Rsd} [kN]	V_{Rd} [kN]	
1	5.3	0.25	2.9	4405.6	1828.72	1829	44.2511	128.33	120	1955.663	1829	OK
2	4	0.25	2.9	2640.2	1452.1	1453	26.2876	318.736	200	2314.1856	1453	OK
3	4	0.25	2.9	2739.6	1506.8	1507	27.7267	288.672	200	2174.8541	1507	OK

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$



Verifica a scorrimento nelle zone critiche

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

- dove $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

- V_{dd} rappresenta il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali
- V_{id} rappresenta il contributo delle armature inclinate presenti alla base
- V_{fd} rappresenta il contributo della resistenza per attrito

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

I tre contributi sono forniti dalle seguenti espressioni:

$$V_{dd} = \min\begin{cases} 1.3\sum A_{sj}\sqrt{f_d \cdot f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd}\sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{id} = f_{yd}\sum A_{si}\cos\phi$$

$$V_{sd} = \min\begin{cases} \mu_f\left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed}\right)\xi + M_{Ed}/z\right] \\ 0.5\cdot\eta\cdot f_{cd}\cdot\xi\cdot l_w\cdot b_{w0} \end{cases} \qquad \eta = \alpha_j\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right)$$

μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),

ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,

ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,

A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i.

Verifica di Deformabilità delle pareti

Per il calcolo della rotazione ultima di una parete la normativa prescrive la stessa formula valida per i pilastri divisa per un coefficiente pari a 1,6. Nella tabella seguente si ricava lo spostamento allo stato limite SLV calcolato come:

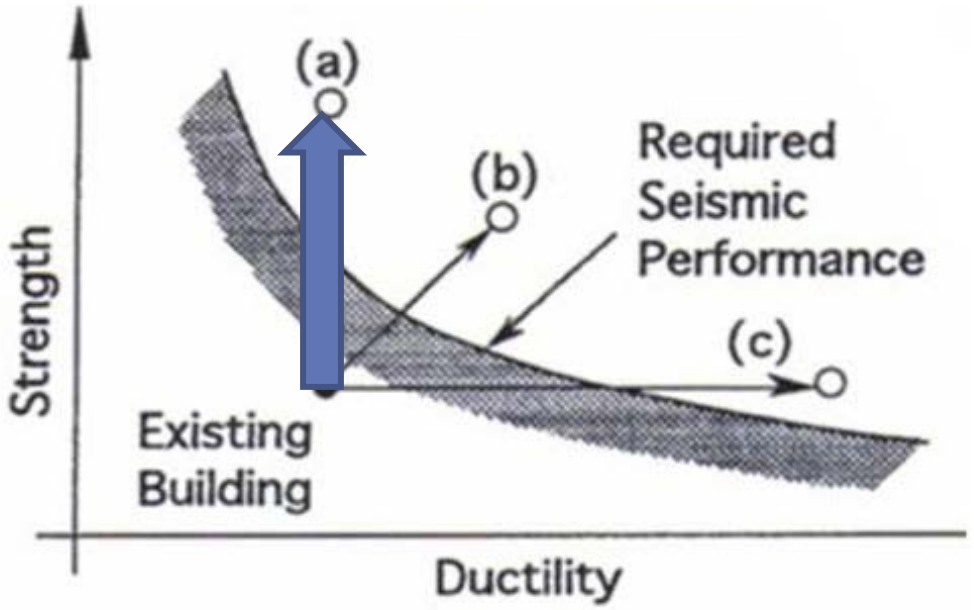
$$d_{SD}=\theta_u \cdot L_V/1{,}6$$

Il valore così ottenuto viene poi confrontato con lo spostamento ricavato dall'analisi modale con q = 1:

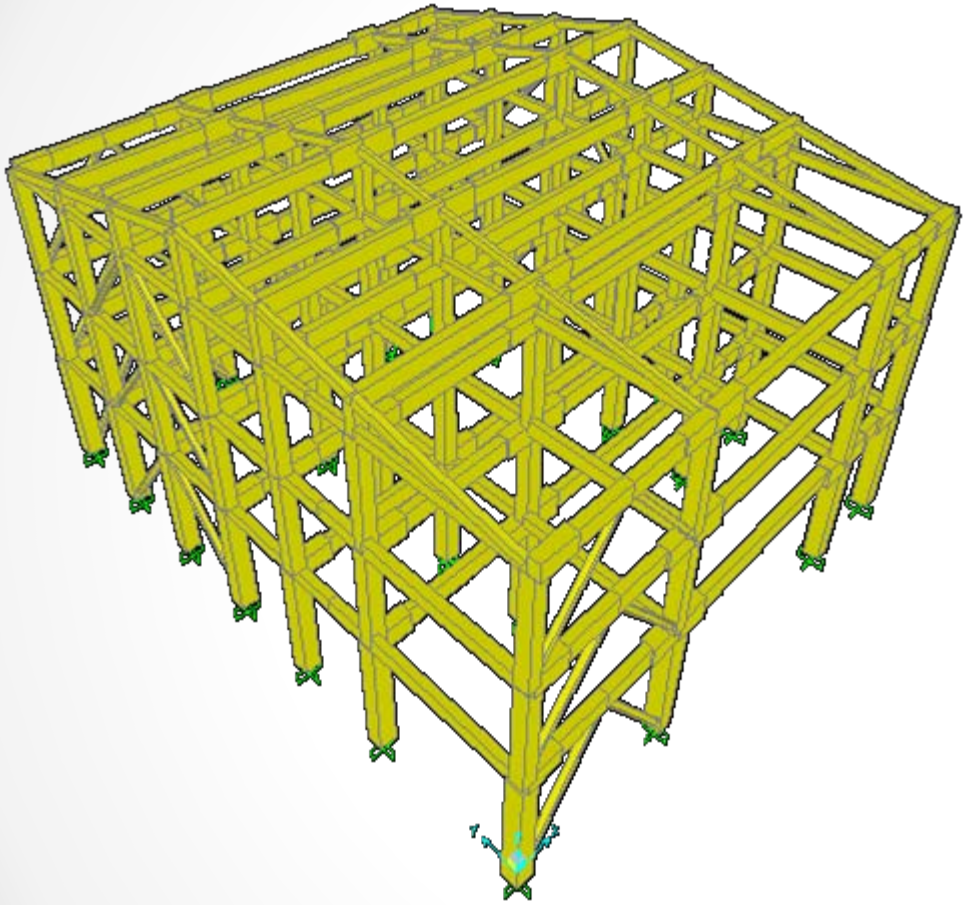
Parete	h	b	A_s	A'_s	γ_{el}	A_c	N	v	A_{sx}	s_h	ρ_{sx}	h_0	b_0	α	L_V
	[m]	[m]	Ø16	Ø16		[m²]	[kN]		[mm²]	[m]		[m]	[m]		[m]
Prt 1	2.9	0.25	31	19	1.5	0.725	241.1	0.02934	226.08	0.12	0.00754	2.84	0.19	0.520	13.30
Prt 2	2.9	0.25	26	14	1.5	0.725	241.1	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.84	0.19	0.375	13.30
Prt 3	2.85	0.25	26	16	1.5	0.7125	236.9	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.79	0.19	0.374	13.30
Prt 4	2.85	0.25	26	16	1.5	0.7125	236.9	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.79	0.19	0.374	13.30
Prt 5	2.85	0.25	22	12	1.5	0.7125	236.9	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.79	0.19	0.374	13.30
Prt 6	2.85	0.25	27	17	1.5	0.7125	236.9	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.79	0.19	0.353	13.30
Prt 7	2.85	0.25	26	16	1.5	0.7125	236.9	0.02934	226.08	0.20	0.00452	2.79	0.19	0.353	13.30

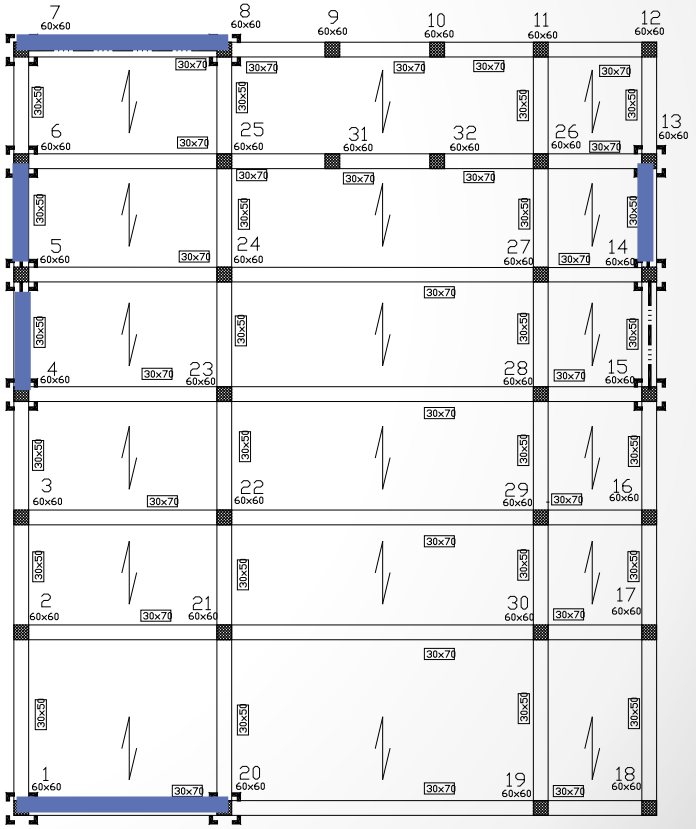
ω	ω'	θ^*_u	θ_u	d_u	d_{SD}	d_{max}
				[m]	[m]	[m]
0.296832	0.181929	0.041964	0.026	0.348827	0.26162	0.089693
0.248956	0.134053	0.031833	0.020	0.264614	0.198461	0.082886
0.253323	0.155891	0.032976	0.021	0.274115	0.205586	0.095943
0.253323	0.155891	0.032976	0.021	0.274115	0.205586	0.095943
0.214351	0.116919	0.032093	0.020	0.266775	0.200081	0.092269
0.263067	0.165635	0.032803	0.021	0.272674	0.204505	0.099323
0.253323	0.155891	0.032634	0.020	0.271274	0.203455	0.099323

Progetto n.2: Irrigidimento con Controventi Metallici

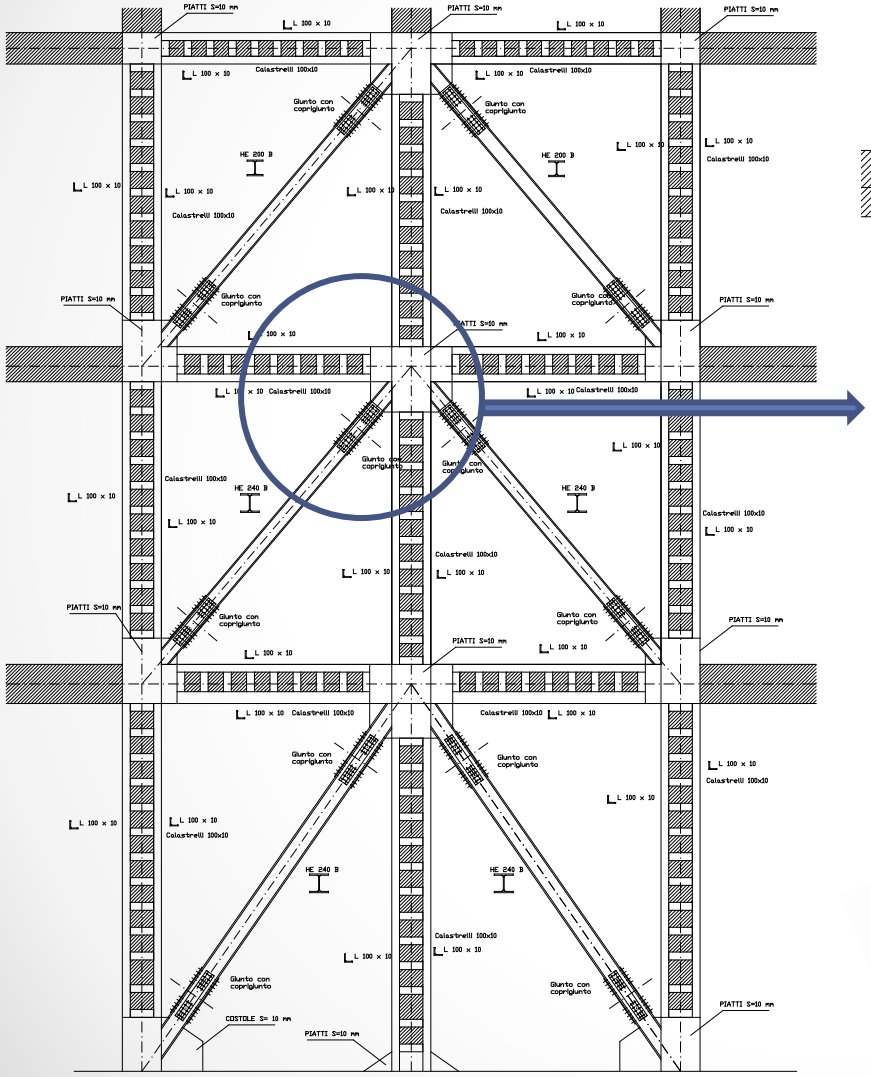


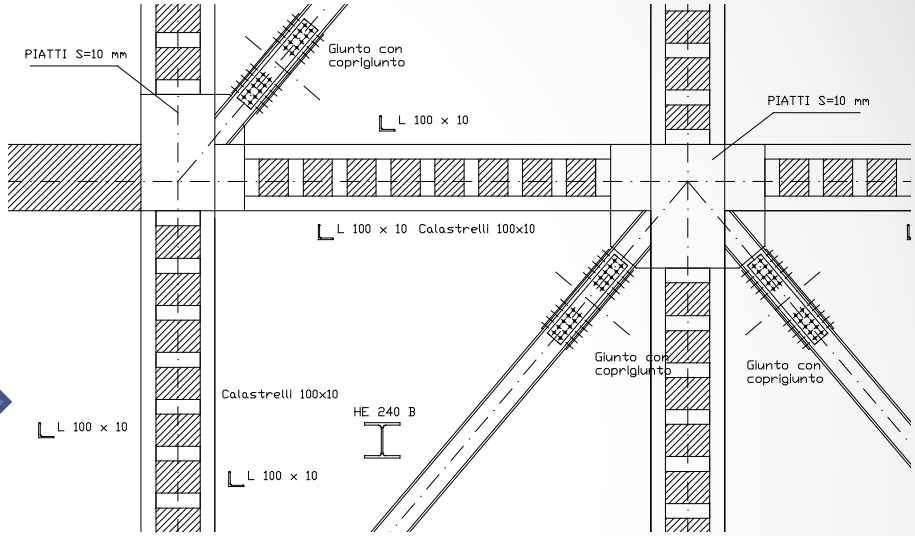
Irrigidimento con Controventi Metallici

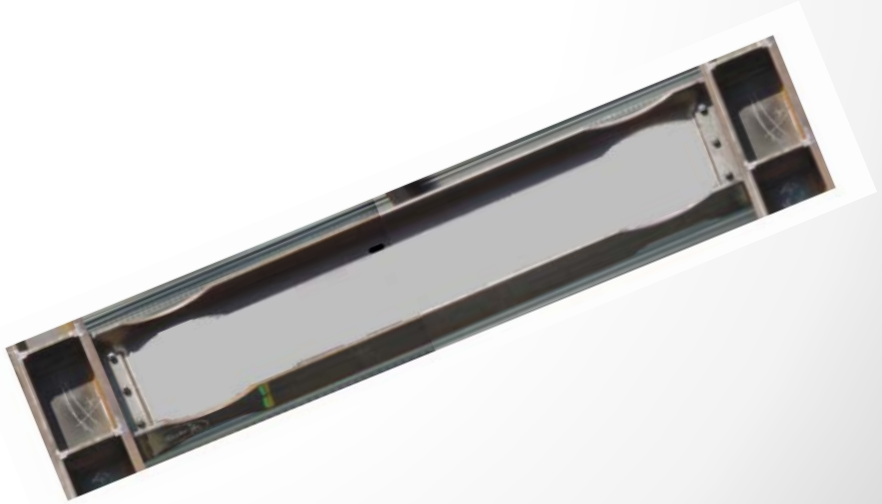




Irrigidimento con Controventi Metallici



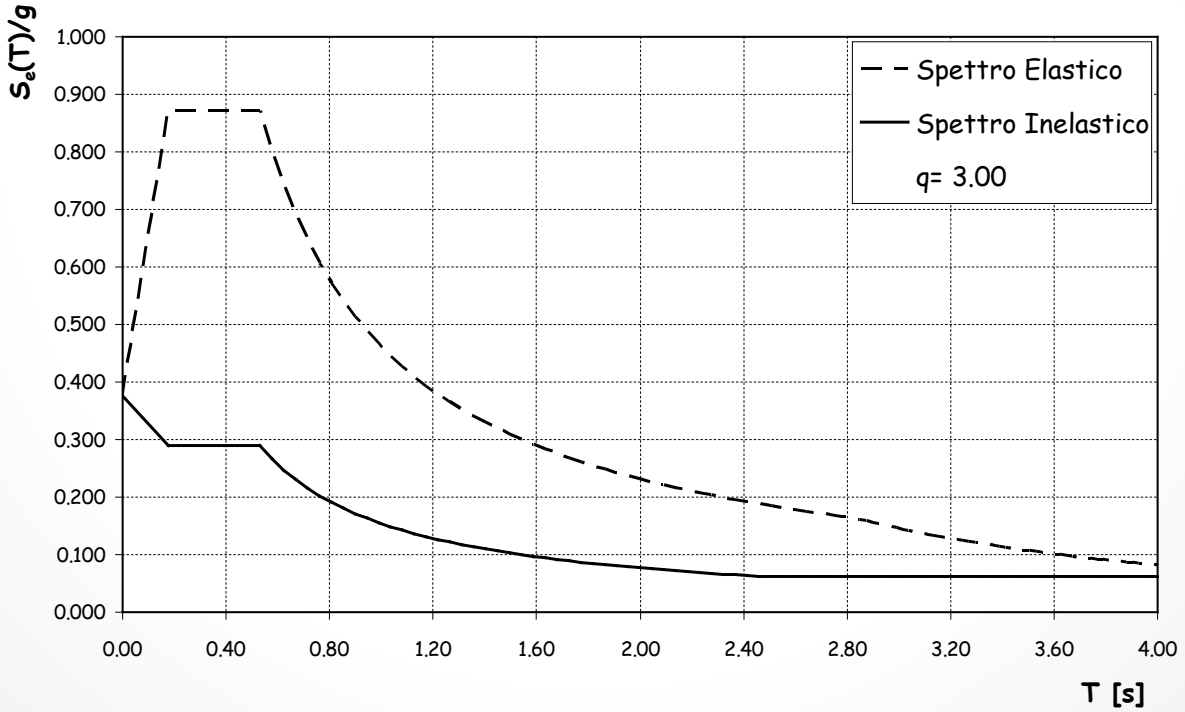




Irrigidimento con Controventi Metallici

Analisi Dinamica con fattore di struttura

Poiché si limitava superiormente il valore da assumere per q nel caso delle strutture esistenti (e sebbene venga progettato un intervento di adeguamento), il valore q=3 verrà assunto nei calcoli per entrambe le strutture.



Irrigidimento con Controventi Metallici

Membrature metalliche del controvento.

Piano	Elem.	L. modello [mm]	L_0 [mm]	Profilo	A [mm^2]	i_{min} [mm]	$N_{Ed,max}$ [kN]	N_{cr} [kN]	λ	Φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{b,Rd}/N_{Ed}$	Esito
1	44	5658	4680	HE220A	6434	55.1	741	1848	1.11	1.341	0.478	1040.04	1.403	OK
	45	5658	4680	HE220A	6434	55.1	763	1848	1.11	1.341	0.478	1040.04	1.363	OK
2	46	5091	4000	HE200A	5383	49.8	714	1729	1.05	1.261	0.511	929.67	1.302	OK
	47	5091	4000	HE200A	5383	49.8	748	1729	1.05	1.261	0.511	929.67	1.242	OK
3	48	5091	4000	HE180A	4525	45.2	402	1198	1.16	1.405	0.454	694.89	1.728	OK
	49	5091	4000	HE180A	4525	45.2	441	1198	1.16	1.405	0.454	694.89	1.577	OK
1	57	5658	4680	HE220A	6434	55.1	589	1848	1.11	1.341	0.478	1040.04	1.766	OK
	59	5658	4680	HE220A	6434	55.1	615	1848	1.11	1.341	0.478	1040.04	1.692	OK
2	61	5091	4000	HE200A	5383	49.8	617	1729	1.05	1.261	0.511	929.67	1.507	OK
	63	5091	4000	HE200A	5383	49.8	637	1729	1.05	1.261	0.511	929.67	1.460	OK
3	99	5091	4000	HE180A	4525	45.2	376	1198	1.16	1.405	0.454	694.89	1.850	OK
	101	5091	4000	HE180A	4525	45.2	395	1198	1.16	1.405	0.454	694.89	1.759	OK
1	102	5830	4510	HE220A	6434	55.1	775	1990	1.07	1.287	0.500	1087.15	1.403	OK
	103	5830	4510	HE220A	6434	55.1	789	1990	1.07	1.287	0.500	1087.15	1.378	OK
2	104	5282	4030	HE200A	5383	49.8	827	1704	1.06	1.271	0.506	921.71	1.114	OK
	105	5282	4030	HE200A	5383	49.8	838	1704	1.06	1.271	0.506	921.71	1.100	OK
3	106	5282	4030	HE180A	4525	45.2	484	1180	1.17	1.418	0.450	688.27	1.423	OK
	107	5282	4030	HE180A	4525	45.2	492	1180	1.17	1.418	0.450	688.27	1.399	OK
1	109	5830	4510	HE220A	6434	55.1	822	1990	1.07	1.287	0.500	1087.15	1.322	OK
	110	5830	4510	HE220A	6434	55.1	835	1990	1.07	1.287	0.500	1087.15	1.302	OK
2	111	5282	4030	HE200A	5383	49.8	860	1704	1.06	1.271	0.506	921.71	1.071	OK
	112	5282	4030	HE200A	5383	49.8	878	1704	1.06	1.271	0.506	921.71	1.050	OK
3	113	5282	4030	HE180A	4525	45.2	620	1180	1.17	1.418	0.450	688.27	1.110	OK
	114	5282	4030	HE180A	4525	45.2	517	1180	1.17	1.418	0.450	688.27	1.331	OK

Irrigidimento con Controventi Metallici

Le unioni delle aste diagonali alle membrature esistenti sono modellate come cerniere, a vantaggio di sicurezza sia rispetto alla valutazione della rigidezza del sistema che ai fini della verifica di stabilità delle stesse.
Si adotta, dunque, un valore β=1.0 nella determinazione della luce libera di inflessione L_0 , che risulta, tuttavia, minore della lunghezza dell'asta inserita nel modello globale per effetto della dimensione trasversale degli elementi in c.a. cui si collega. La tabella riporta i valori della snellezza relativa ed i corrispondenti valori del coefficiente χ desunto dalla Curva di Stabilità "c" con riferimento ad un acciaio S355.
A tale curva si associa un fattore di imperfezione α=0.49 da cui è possibile determinare il fattore Φ

$$\Phi = 0.50 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0.2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

e, quindi, il fattore χ

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

in funzione del quale si può definire la resistenza della diagonale compressa:.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Irrigidimento con Controventi Metallici

Al fine di evitare sovraresistenze eccessive della diagonale e di localizzare le sezioni dissipative al suo interno piuttosto che nelle unioni, si realizzano, nei pressi dei giunti, due sezioni indebolite che sono dimensionate sulla base del massimo sforzo di trazione o compressione $N_{Ed,max}$ affidato all'asta. In tali sezioni viene praticato un taglio sull'ala di profondità pari a r_{max} al fine di ridurre il valore dello sforzo normale plastico $N_{pl,Rd}$ e la forza $R_{j,d}$ pari a

$$R_{j,d} = \gamma_{Rd} \cdot 1.1 \cdot N_{pl,Rd}$$

rispetto alla quale dimensionare il collegamento della diagonale al nodo. Il valore da assumere per γ_{Rd} è pari a 1.10 nel caso di acciaio S355.

Piano	Elem.	$N_{Ed,max}$ [kN]	Profilo	A [mm^2]	A_{min} [mm^2]	t_f [mm]	r_{max} [mm]	r [mm]	A_{res} [mm^2]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$R_{j,d}$ [kN]
2	41	568.84	HE180A	4525	1682	9.5	74.8	50	2625	888	976
	42	564.50	HE180A	4525	1670	9.5	75.1	50	2625	888	976
3	43	427.06	HE160A	3877	1263	9.0	72.6	40	2437	824	906
	44	415.97	HE160A	3877	1230	9.0	73.5	40	2437	824	906
2	61	484.27	HE180A	4525	1432	9.5	81.4	50	2625	888	976
	63	483.01	HE180A	4525	1429	9.5	81.5	50	2625	888	976
3	65	367.42	HE160A	3877	1087	9.0	77.5	40	2437	824	906
	76	358.27	HE160A	3877	1060	9.0	78.3	40	2437	824	906
2	249	472.56	HE180A	4525	1398	9.5	82.3	50	2625	888	976
	251	467.15	HE180A	4525	1382	9.5	82.7	50	2625	888	976
3	247	354.00	HE160A	3877	1047	9.0	78.6	40	2437	824	906
	250	346.95	HE160A	3877	1026	9.0	79.2	40	2437	824	906
2	301	562.23	HE180A	4525	1663	9.5	75.3	50	2625	888	976
	303	542.81	HE180A	4525	1605	9.5	76.8	50	2625	888	976
3	299	426.56	HE160A	3877	1262	9.0	72.6	40	2437	824	906
	302	414.34	HE160A	3877	1226	9.0	73.7	40	2437	824	906

Irrigidimento con Controventi Metallici

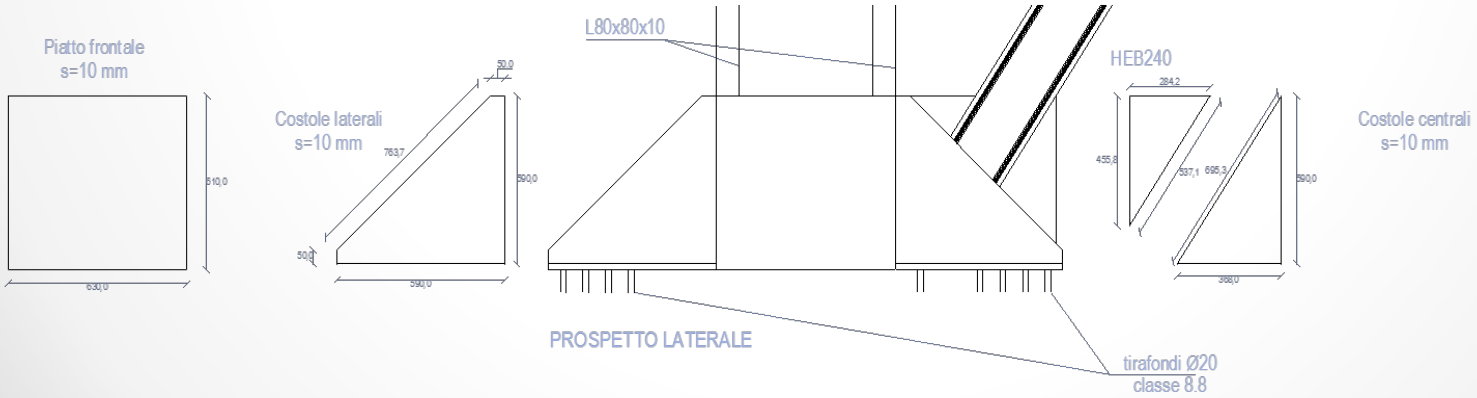
Unioni

Il trasferimento di sollecitazioni tra le parti metalliche e quelle in cemento armato della struttura esistente viene affidato alle unioni tra le due parti che devono essere opportunamente dimensionate.

Consideriamo nel dettaglio l'unione relativa alla diagonale che converge nel pilastro 1; il massimo sforzo di trazione che compete a quella diagonale (calcolato rispetto alla resistenza plastica della sezione indebolita della diagonale) è N_d=1084 kN. La diagonale risulta inclinata di 53° rispetto all'orizzontale e, dunque, la sua azione può essere scomposta in due componenti orizzontale e verticale:

$N_{Sd,y}$= 616.26 kN

$N_{Sd,z}$= 817.80 kN



Irrigidimento con Controventi Metallici

Unioni

La diagonale viene collegata alla parte in cemento armato tramite un collare in acciaio collegato ad essa tramite un certo numero i bulloni la cui resistenza viene commisurata alle sollecitazioni che competono all'unione.

Si ipotizza di utilizzare dei tirafondi costituiti da bulloni di classe 8.8 e diametro 20 mm (A_{res}=254 mm^2) per i quali si adottano, dunque, i seguenti valori della resistenza a trazione e tranciamento:

$f_{d,N}$= 560 MPa

$f_{d,V}$= 396 MPa

L'azione normale viene portata dai bulloni in trazione in cui numero può essere determinato come segue:

$$n_{b,traz} = \frac{N_{Sd,z}}{A_{res} \cdot f_{d,N}} = \frac{818 \cdot 10^3}{245 \cdot 560} \approx 6$$

mentre l'azione orizzontale viene trasmessa direttamente alla fondazione-parete sottostante (senza sollecitare il pilastro) tramite un numero sufficiente di bulloni che lavorano a tranciamento:

$$n_{b,tranc} = \frac{N_{Sd,y}}{A_{res} \cdot f_{V,N}} = \frac{616 \cdot 10^3}{245 \cdot 396} \approx 7$$

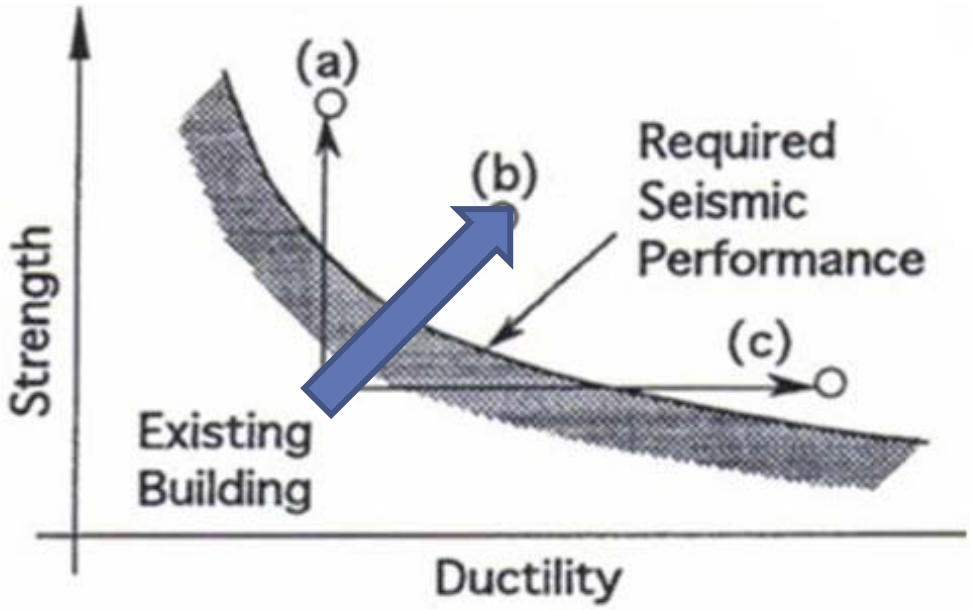
Irrigidimento con Controventi Metallici

Unioni

In definitiva, viene realizzato un nodo di base costituito da 15 bulloni disposti come illustrato negli elaborati grafici, che illustrano l'organizzazione completa del nodo in cui viene previsto un doppio piatto che consente di trasferire una metà dello sforzo complessivo oltre il pilastro; considerando una larghezza collaborante di circa 200 mm per questi piatti la cui dimensione è circa due volte maggiore, il loro tasso di lavoro si determina come segue:

$$\sigma_{lam} = \frac{N_{Sd} / 2}{2 \cdot b_{lam} \cdot t_{lam}} = \frac{542 \cdot 10^3}{2 \cdot 150 \cdot 10} = 180 \text{ MPa}$$

Progetto n.3: Camicie in C.A.



Metodo di Progetto

Si ringrossano dapprima i pilastri che presentano una elevata carenza in termini di duttilità e/o taglio.

Il progetto delle armature è diviso in due fasi, nella prima il calcolo viene fatto in maniera molto semplificata trascurando le armature preesistenti e considerando le armature da calcolare entrambe snervate. La formula di verifica che verrà usata è quella della presso-flessione deviata con coefficiente α. In base al quantitativo di armature che risulterà necessario si effettuerà una seconda analisi più dettagliata. Considerando 4Ø16 come armatura tesa minima da inserire nella fodera, per tutti i pilastri che in prima analisi richiederanno più ferri si effettuerà un calcolo che considera tutte le armature presenti, comprese quelle di parete. Il calcolo in questo caso si effettuerà solo per la combinazione di carico che in prima analisi è risultata essere più gravosa.

Le formule che verranno usate per il calcolo sono:

$y_c = N_{Sd}/(\psi \cdot b \cdot f_{cd})$ $A_s = [M_{Sd} - 0{,}8 \cdot b \cdot yc \cdot f_{cd} \cdot (h/2 - \lambda \cdot y_c)]/[2 \cdot f_{sd}(h/2 - d')]$

$0{,}8 \cdot b \cdot y_c \cdot f_{cd} + \sum_i A_{si} \cdot \sigma_{si} = N_{Sd}$ $M_{Rd} = 0{,}9 \cdot [0{,}8 \cdot b \cdot y_c \cdot f_{cd} \cdot (h/2 - 0{,}4 \cdot y_c) + \sum_i A_{si} \cdot \sigma_i \cdot (h/2 - y_i)]$

dove:

$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

$\alpha = \log_{10}(0{,}5)/\log_{10}\beta$ $\beta = \max\{0{,}5 + 0{,}5 \cdot |v - 0{,}4|/(1+\omega) ; 0{,}5 + 0{,}05 \cdot (1{,}4 - \omega)\}$

$v = N_{Sd}/(b \cdot h \cdot f'_{cd})$ $\omega = A_s \cdot f_{sd}/(b \cdot h \cdot f'_{cd})$ $\sigma_{si} = \min(f_{sd}; \varepsilon_{si} \cdot E_s)$

Metodo di Progetto

Per l'intervento *si ipotizza di usare un'unica sezione per tutta l'altezza del pilastro* senza rastremazioni. Considerando che per i pilastri del primo livello è possibile raschiare il copriferro, la sezione minima da utilizzare è 70x70.

In questo modo si otterrà sempre una *fodera di almeno 8cm che consentono la disposizione delle armature con un adeguato copriferro*.

Successivamente si estendono gli interventi agli altri pilastri cercando di rispettare una certa *regolarità nell'estensione in pianta ed elevazione dell'intervento*

Si riesegue la verifica della struttura così ottenuta riscontrando se sono presenti o meno ulteriori pilastri non adeguati in precedenza e non verificati

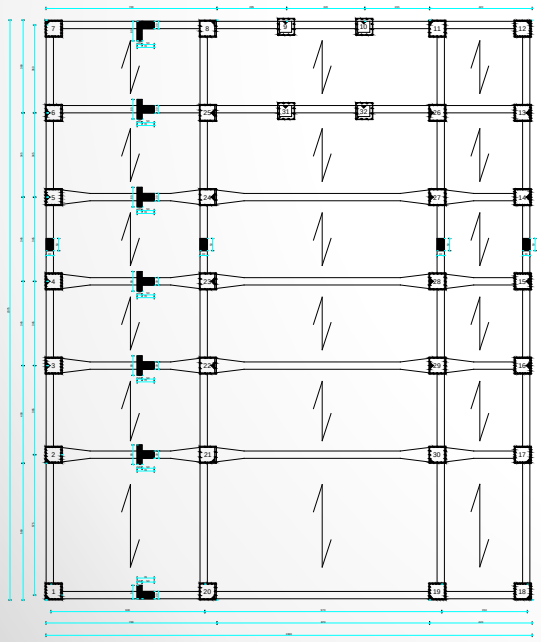
Il processo è iterativo e termina quando tutti gli elementi risultano verificati.

Metodo di Progetto

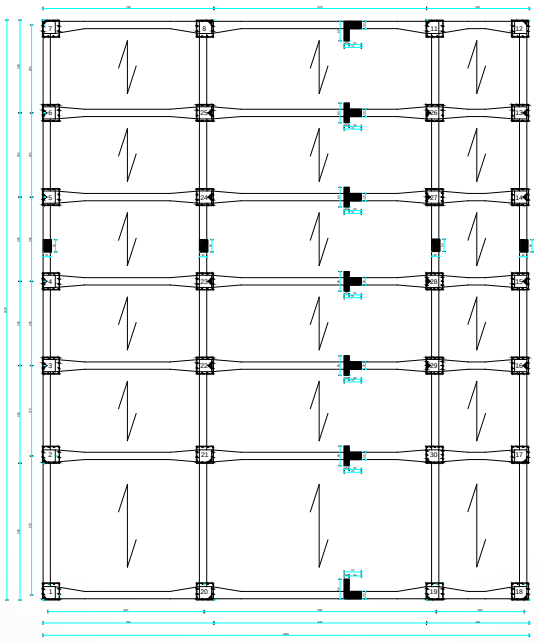
La struttura in esame non si presta ad essere adeguata con questa tipologia di intervento in quanto come base di partenza è presente un elevato numero di pilastri da adeguare.

A puro scopo didattico si procede iterativamente; il risultato porta ad adeguare la totalità dei pilastri presenti.

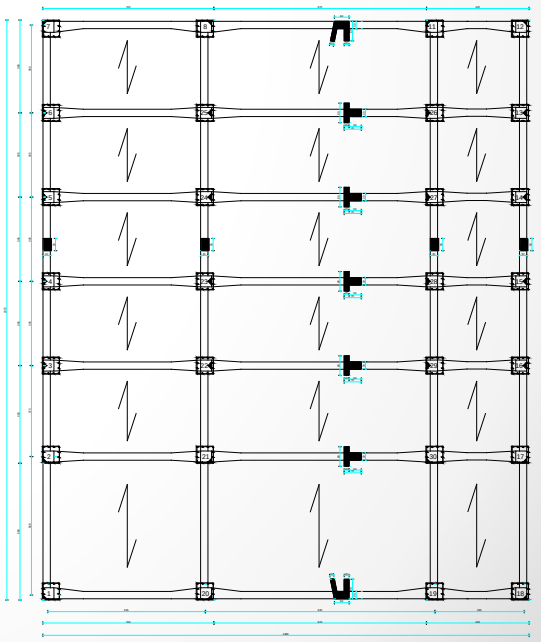
Carpenteria I impalcato
Scala 1:50



Carpenteria II impalcato



Carpenteria III impalcato



Metodo di Progetto

❑Analisi lineare

Verifiche:

Resistenza a taglio (q=1.5): $\sim V_R = 0{,}9 \cdot V_R$;

Resistenza a flessione (q=3): $\sim M_y = 0{,}9 \cdot M_y$;

Deformabilità allo snervamento (q=1): $\sim \theta_y = 0{,}9 \cdot \theta_y$;

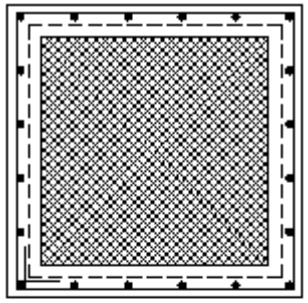
Deformabilità ultima (q=1): $\sim \theta_u = \theta_u$;

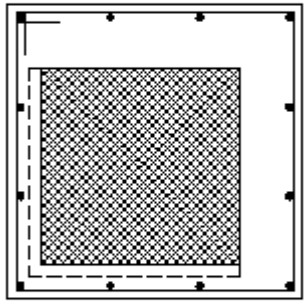
Resistenze dei materiali:

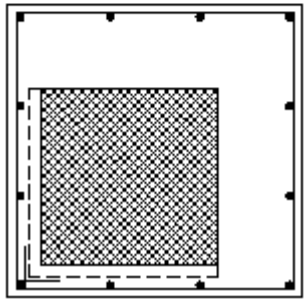
Calcestruzzo: le stesse del cls aggiunto

Acciaio meccanismi duttili: $f_d = f_m / FC$

Acciaio meccanismi fragili: $f_d = f_m / (FC \cdot \gamma_M)$







Metodo di Progetto

Progetto-verifica a taglio

In base al nuovo DM 2008 anche per le strutture in classe di duttilità bassa i valori del taglio sollecitante si ricavano a pratire dal momento resistente secondo il criterio di gerarchia. Nello specifico abbiamo quindi:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M^{s}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{l_p}$$

dove $M^{s}_{C,Rd}$ ed $M^{i}_{C,Rd}$ sono il momento resistente alla testa ed al piede delle colonne, γ_{Rd} vale 1,1 per CD"B" e 1,3 per CD"A", l_p è la lunghezza del pilastro.
La resistenza a taglio viene calcolata come:

$$V_{Rsd} = 0{,}9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\mathrm{ctg}\,\alpha + \mathrm{ctg}\,\theta) \cdot \mathrm{sen}\,\alpha \qquad V_{Rcd} = 0{,}9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\mathrm{ctg}\,\alpha + \mathrm{ctg}\,\theta)/(1 + \mathrm{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

dove:

$\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c$	è la tensione media di compressione		
A_{sw}	è l'area dell'armatura trasversale		
s	è l'interasse tra le armature		
α	è l'angolo tra l'armatura trasversale è l'asse dell'asta		
$f'_{cd}=0{,}5 \cdot f_{cd}$	è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima		
α_c	è un coefficiente maggiorativo pari a:	1	membrature non compresse
		$1+\sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \le \sigma_{cp} < 0{,}25 \cdot f_{cd}$
		1.25	per $0{,}25 \cdot f_{cd} \le \sigma_{cp} \le 0{,}5 \cdot f_{cd}$
		$2{,}5(1-\sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0{,}5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Si calcola $\underline{\theta}$ ponendo l'uguaglianza $V_{Ed}=V_{Rcd}$ e si calcola s ponendo $V_{Rsd}(\underline{\theta})=V_{Ed}$ dove $\underline{\theta}$ dovrà essere comunque compreso tra 21,8° e 45°. Per la verifica invece si calcola θ ponendo l'uguaglianza tra V_{Rcd} e V_{Rsd}. Di seguito sono riportati sinteticamente i risultati del calcolo:

Metodo di Progetto

Pilastro	Station [m]	Caso d'analisi	P [kN]	V_2 [kN]	V_3 [kN]	T [kNm]	M_2 [kNm]	M_3 [kNm]	x [m]	y [m]	δ_1 [-]	δ_2 [-]
P101	0	E1	248.56	172.23	-51.843	23.063	-205.33	614.66	-9.6	-11.53	1.05	1.05
	2.65		248.56	172.23	-51.843	23.063	-68.246	159.23				
	5.3		248.56	172.23	-51.843	23.063	70.036	-299.22				
	0	E2	134.9	-19.683	132.14	-5.1161	598.86	-72.143				
	2.65		134.9	-19.683	132.14	-5.1161	251.52	-20.239				
	5.3		134.9	-19.683	132.14	-5.1161	-114.65	32.492				
	0	Fondam	-748.79	-10.373	-3.806	0.0386	-7.2739	-17.249				
	2.65		-713.08	-10.373	-3.806	0.0386	2.8126	10.239				
	5.3		-677.37	-10.373	-3.806	0.0386	12.899	37.726				
	0	V_sism	-615.49	-8.034	-3.195	0.0291	-6.0167	-13.365				
	2.65		-583.03	-8.034	-3.195	0.0291	2.4503	7.9259				
	5.3		-550.56	-8.034	-3.195	0.0291	10.917	29.217				

T_x	T_y	P [kN]	V_2 [kN]	V_3 [kN]	M_2 [kNm]	M_3 [kNm]
1	0.3	-312.01	166.61	-16.01	-32.97	609.30
1	-0.3	-397.00	179.01	-99.26	-410.25	654.75
-1	-0.3	-918.97	-182.68	9.62	20.94	-636.03
-1	0.3	-833.98	-195.08	92.87	398.22	-681.48
0.3	1	-395.55	25.55	119.22	558.11	104.50
-0.3	1	-552.14	-82.95	151.89	687.46	-282.73
-0.3	-1	-835.43	-41.62	-125.61	-570.14	-131.23
0.3	-1	-678.84	66.89	-158.28	-699.50	256.00
Fondamentale		-677.37	-10.37	-3.81	12.90	37.73

y_{c2} [m]	$A_{s2,min}$ [Ø16]	A_{s2} [Ø16]	M_{Rd2} [kNm]	y_{c3} [m]	$A_{s3,min}$ [Ø16]	A_{s3} [Ø16]	M_{Rd3} [kNm]	ν	ω	β	α	$\sum_i \left(\frac{M_{Sd,i}}{M_{Rd,i}}\right)^{\alpha}$
0.049	-1	16	908.31	0.049	10	16	908.31	0.0562	0.9063	0.5902	1.3145	0.604
0.063	6		934.25	0.063	10		934.25	0.0715	0.9063	0.5862	1.2977	0.974
0.145	-5		1073.65	0.145	7		1073.65	0.1655	0.9063	0.5615	1.2010	0.542
0.131	3		1053.30	0.131	9		1053.30	0.1502	0.9063	0.5655	1.2161	0.895
0.062	9		933.82	0.062	0		933.82	0.0712	0.9063	0.5862	1.2979	0.571
0.087	10		979.27	0.087	2		979.27	0.0994	0.9063	0.5788	1.2678	0.846
0.132	6		1053.65	0.132	-2		1053.65	0.1504	0.9063	0.5655	1.2158	0.553
0.107	10		1013.79	0.107	1		1013.79	0.1222	0.9063	0.5729	1.2442	0.811
0.107	-4		1013.40	0.107	-3		1013.40	0.1220	0.9063	0.5729	1.2444	0.021

0.974

Metodo di Progetto

Pilastro	y_i [mm]	A_s [Ø16-mm^2]	ε_{si} [-]	σ_{si} [MPa]	N_{si} [kN]	M_{si} [kNm]	Verifica a pressoflessione deviata con a calcolato			Pilastro	Progetto-verifica a taglio		
P101	30	6	0.0022	391.30	471.82	150.98	y_c=	0.143	m	P101	σ_{cp}=	0.637	MPa
	80	2663	0.0012	240.24	639.68	172.71	~M_{Rd}=	875.39	kNm		α_c=	1.056	
	130	2	0.0003	50.39	20.25	4.46					$\underline{\theta}$ =	4.94	°
	240	2	-0.0018	-367.29	-147.62	-16.24	ω=	0.5389			θ =	21.80	°
	350	0	-0.0039	-391.30	0.00	0.00	β=	0.6067			s_{max}=	0.147	m
	460	2	-0.0060	-391.30	-157.27	17.30	α=	1.3872				Ø8/	14
	570	2	-0.0081	-391.30	-157.27	34.60					~V_{Rd}=	381.06	kN
	620	2663	-0.0091	-266.67	-710.06	191.72	$\left(\frac{M_{Sd,2}}{M_{Rd,2}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Sd,3}}{M_{Rd,3}}\right)^{\alpha}$		≤0.999		V_{Sd}=	363.37	kN
	670	6	-0.0100	-391.30	-471.82	150.98					0.00	0.00	

yi [mm]	A_s [Ø16-mm^2]	εi [-]	σi [MPa]	Ni [kN]	Mi [kNm]	Verifica a pressoflessione deviata con a calcolato	Progetto-verifica a taglio

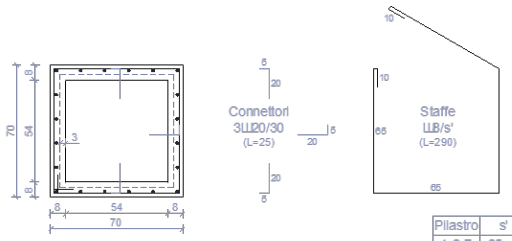
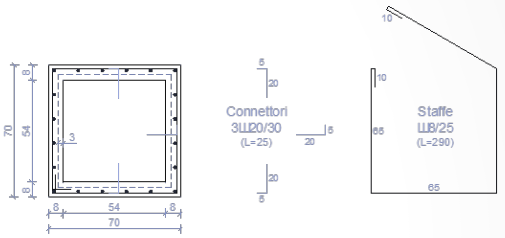
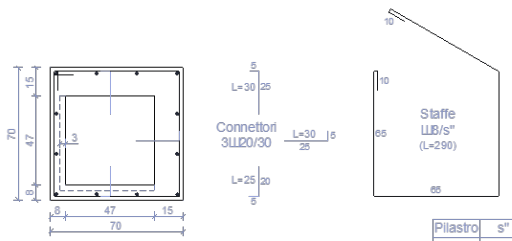
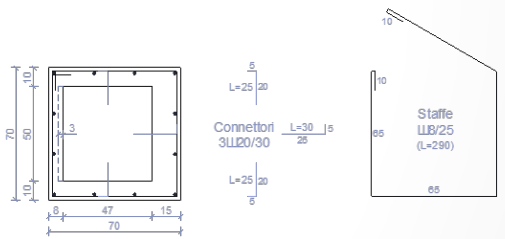
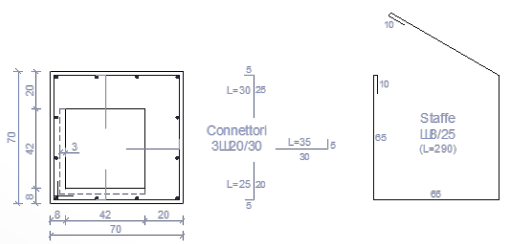
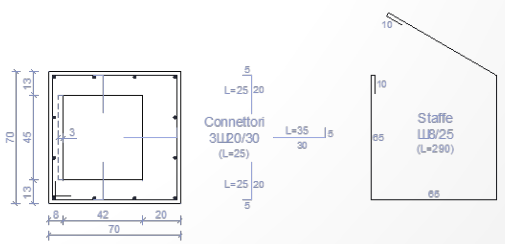
Metodo di Progetto

Pil.	sez	h [cm]	b [cm]	$A_s=A'_s$ Ø18	$A_s=A'_s$ [cm²]	$A^*_s=A^{*'}_s$ Ø16	$A^*_s=A^{*'}_s$ [cm²]	γ_{el}	A_c [cm²]	N [kN]	v	A_{sx} [cm²]	s_h [cm]	ρ_{sx}	h_0 [cm]	b_0 [cm]	α	L_V [cm]
P101	i	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*615.5*	0.111	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
	j	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*550.6*	0.099	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
P102	i	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*733.5*	0.132	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
	j	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*668.6*	0.12	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
P103	i	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*626.3*	0.113	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
	j	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*561.4*	0.101	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
P104	i	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*616.8*	0.111	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
	j	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*551.9*	0.099	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
P105	i	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*619.8*	0.112	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260
	j	70	70	3	7.63	6	12.06	1.5	4900	*554.8*	0.1	1.005	10	0.0014	64	64	0.283	260

ω=ω'	$\theta^*_{u,x}$	$\theta_{u,x}$	$\theta_{SD,x}$	Val.	$u_{1,i}$ [m]	$u_{2,i}$ [m]	$u_{1,j}$ [m]	$u_{2,j}$ [m]	θ_x	θ_y	Verifica θ_x	Verifica θ_y	%	%
0.122	0.026	0.022	0.0168	Max	0.000	0.000	0.036	0.043	0.008	0.007	SI	SI	0.52	0.60
0.122	0.027	0.023	0.0170	Min	0.000	0.000	-0.036	-0.043						
0.122	0.026	0.022	0.0163	Max	0.000	0.000	0.031	0.043	0.008	0.006	SI	SI	0.51	0.64
0.122	0.026	0.022	0.0166	Min	0.000	0.000	-0.031	-0.043						
0.122	0.026	0.022	0.0167	Max	0.000	0.000	0.028	0.043	0.008	0.005	SI	SI	0.52	0.68
0.122	0.027	0.023	0.0170	Min	0.000	0.000	-0.028	-0.043						
0.122	0.026	0.022	0.0168	Max	0.000	0.000	0.027	0.043	0.008	0.005	SI	SI	0.52	0.70
0.122	0.027	0.023	0.0170	Min	0.000	0.000	-0.027	-0.043						
0.122	0.026	0.022	0.0168	Max	0.000	0.000	0.028	0.043	0.008	0.005	SI	SI	0.52	0.69
0.122	0.027	0.023	0.0170	Min	0.000	0.000	-0.028	-0.043						

CAMICIE IN C.A.

Metodo di Verifica

PILASTRO / ORDINE	1 - 2 - 7 - 19	3 - 4 - 5
ORDINE I°		
ORDINE II°		
ORDINE III°		

Pilastro	s'
1-2-7	25cm
19	20cm

Pilastro	s''
1-2-7	25cm
19	20cm

Verifica dei Solai e delle Fondazioni

Verifica dei Solai

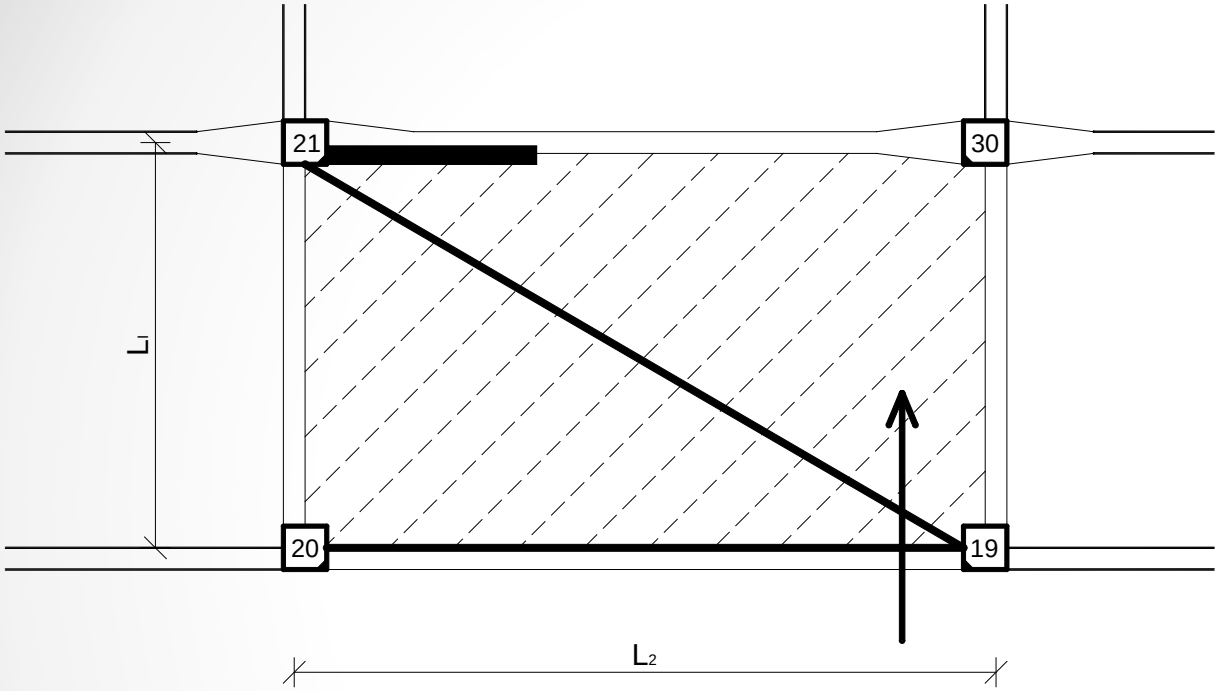
Nell'analisi della struttura i solai sono stati considerati indeformabili per azioni nel proprio piano, in questo modo è stato possibile considerare gli impalcati infinitamente rigidi. Per verificare ora questa ipotesi andremo ad analizzare il terzo impalcato, cioè quello più sollecitato, per azioni nel proprio piano.

Ipotizziamo quindi che si generi un meccanismo tirante-puntone che si oppone alla forza sismica. Consideriamo una distribuzione uniforme su tutto l'impalcato della forza di piano per cui risulta:

F_3= 1835.5kN	Area impalcato: 468.27m^2	q_{h3}= 3.920kN/m^2		

Il primo meccanismo che studiamo è quello che si forma nel campo di solaio più grande cioè quello compreso tra i pilastri 19, 20, 21 e 30, vogliamo verificarne appunto la sua indeformabilità e se sia in grado di trasferire l'azione sismica a lui associata alla trave adiacente. Il tirante sarà la trave 19-20 il puntone la diagonale 19-21:

Verifica dei Solai

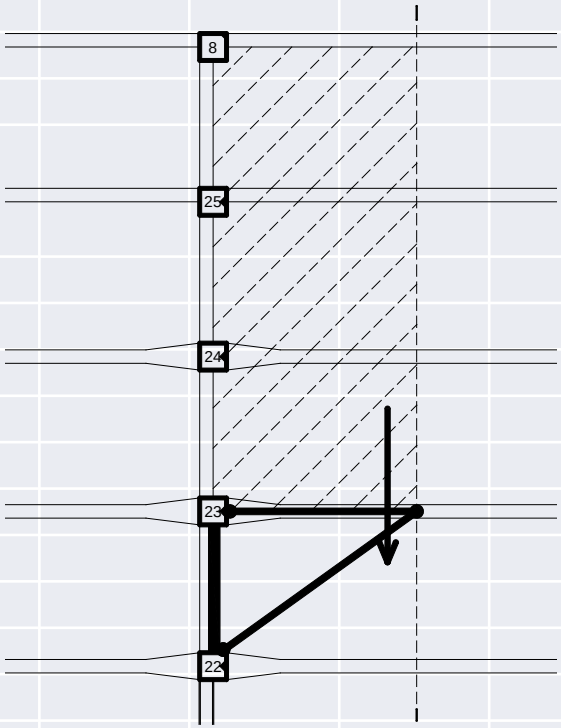


$A_{2,I}$=	54.32m²		
$F_{h3-2,I}$=	$q_{h3}\cdot A_{2,I}$=	212.93kN	
$L_{diag2,I}$=	11.20m		
$h_{diag2,I}$=	0.04m		
$b_{diag2,I}$=	0,10·L=	0.97m	
$N_{Sd,diag2,I}$=	425.87kN		
$N_{Rd,diag2,I}$=	570.28kN		

Verifica dei Solai

Il secondo meccanismo che studiamo è quello che si forma in adiacenza alle pareti per trasmettere l'azione del solaio alla parete stessa.

Il meccanismi più sfavorevole si genera in adiacenza della parete 5, risulta quindi:



$$A^* = \frac{(L_{IV}+L_V+L_{VI})\cdot L_2/2}{} = 50.198 m^2$$

$F_h = q_{h3} \cdot A^* = 196.77 kN$

$L_{diag^*} = 5.95 m$

$h_{diag^*} = 0.04 m$

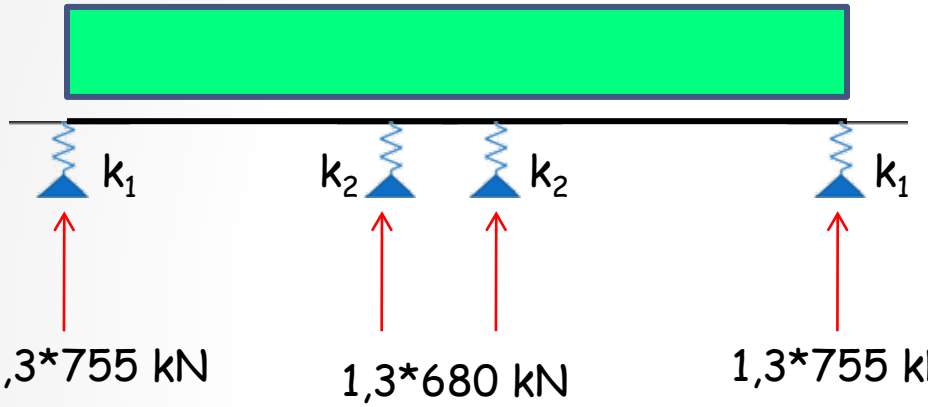
$b_{diag^*} = 0{,}10 \cdot L = 0.485 m$

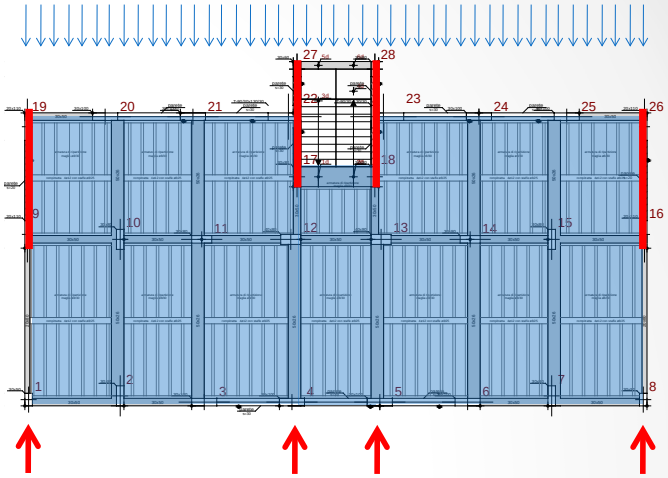
$N_{Sd,diag^*} = 339.46$

$N_{Rd,diag^*} = 285.14$

Verifica dei Solai

$$q = \frac{1,3\left(2 \cdot 755 + 2 \cdot 680\right)}{24,80m} = 150,44\ kN\ /\ m$$





Sezione di calcolo con base 5cm (spessore soletta)

$$\delta = \frac{H^3}{3EI}\left[1 + 3\chi\frac{EI}{GA \cdot H^2}\right]$$ *deformabilita parete*

$$k = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI}\left[1 + 3\chi\frac{EI}{GA \cdot H^2}\right]}$$ *rigidezza parete*

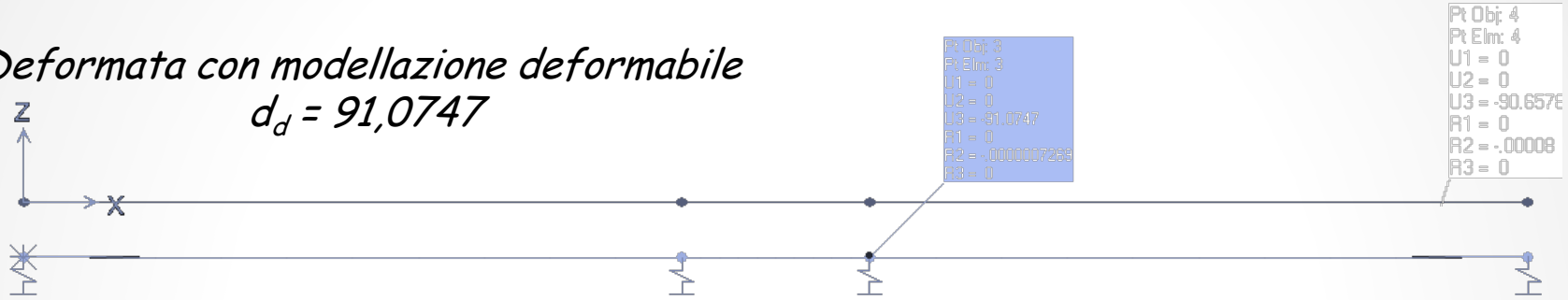
K_1 = 8931,81 N/mm

K_2 = 11591,78 N/mm

Verifica dei Solai

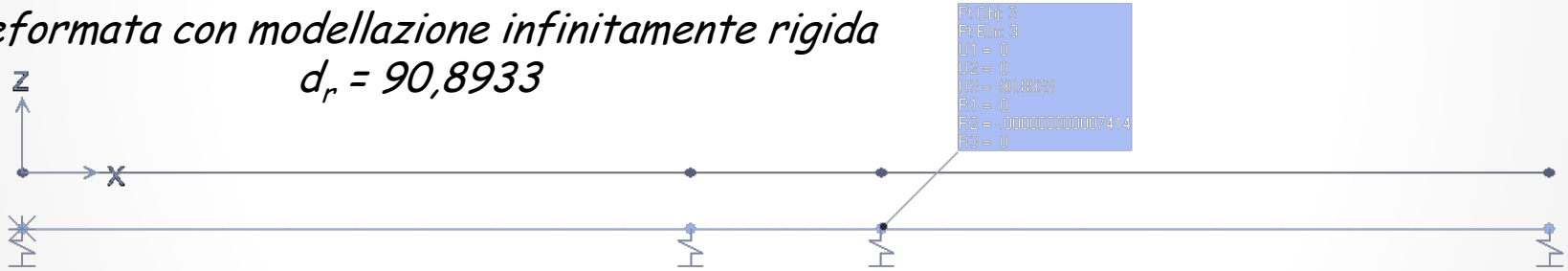
Deformata con modellazione deformabile

$d_d = 91{,}0747$



Deformata con modellazione infinitamente rigida

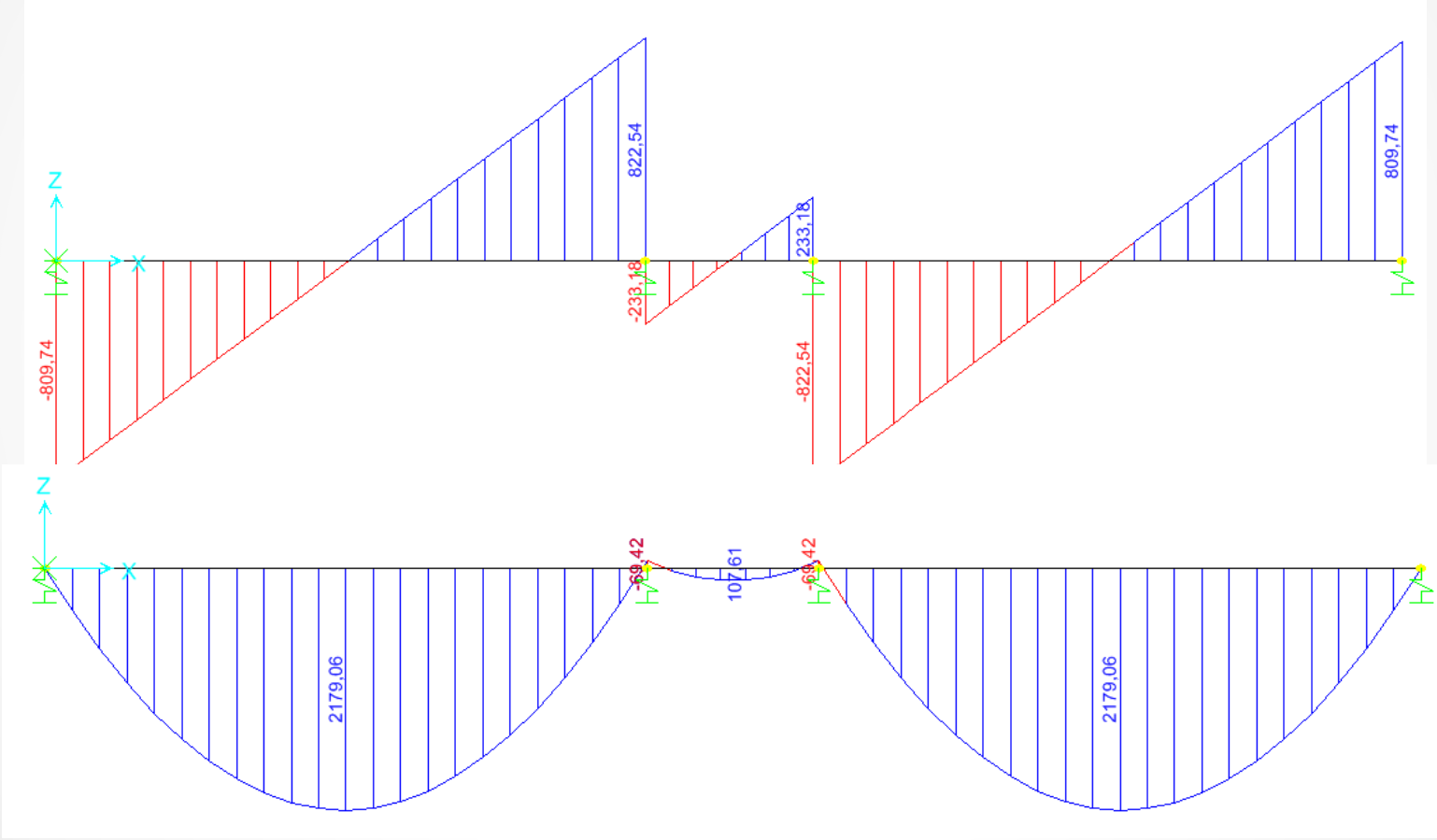
$d_r = 90{,}8933$



$$d_d < 1{,}10 \cdot d_r \qquad \textit{rigidezza verificata}$$

Verifica dei Solai

Verifica di Resistenza [kN-m]



Verifica dei Solai

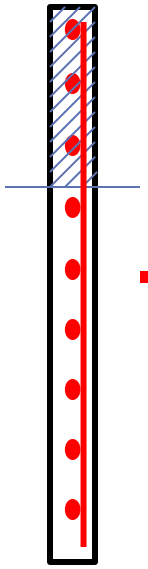
Verifica di Resistenza [kN-m]

- *Verifica a flessione e taglio considerando l'armatura di ripartizione inserita nella soletta (sezione con base 5cm e altezza 11m)*

$M_{Sd} = 2179,06\ kNm$

$V_{Sd} = 822,54\ kN$

rete $\phi 8$ / 25x25



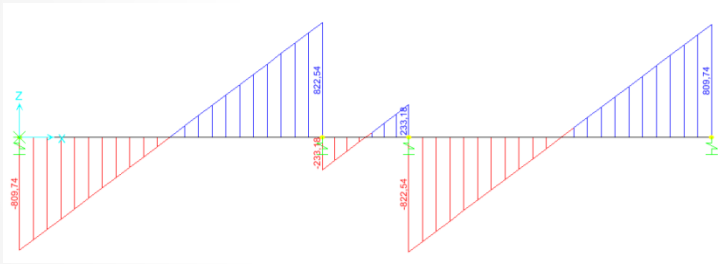
$M_{Rd} = 2179,06\ kNm$

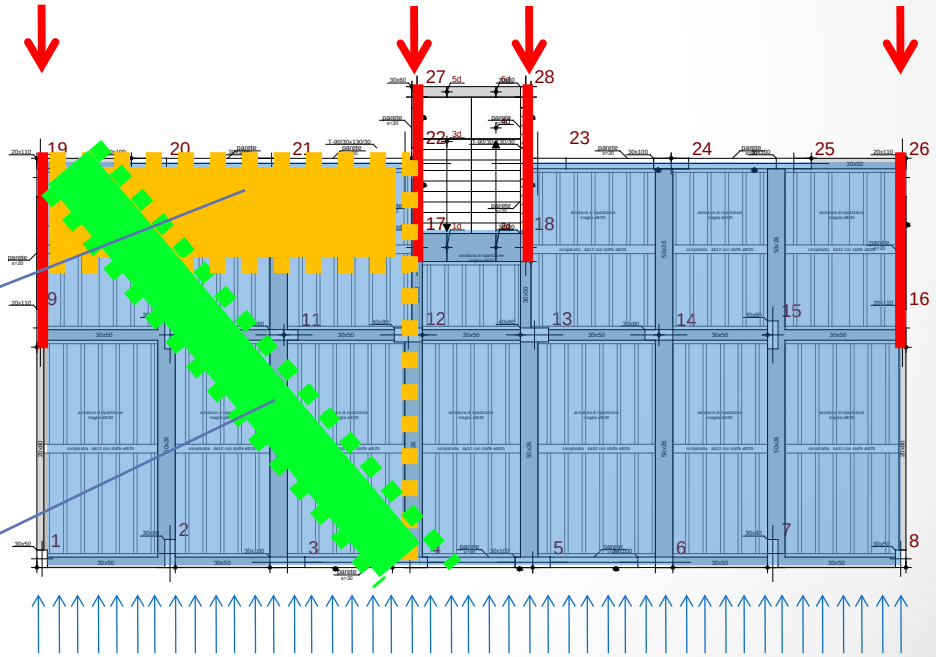
$V_{Rd}\left(ctg\theta = 1\right) = 823\ kN$

Verifica dei Solai

Verifica di Resistenza [kN-m]

- Verifica con meccanismo strut-and-tie considerando in trazione anche l'armatura della trave





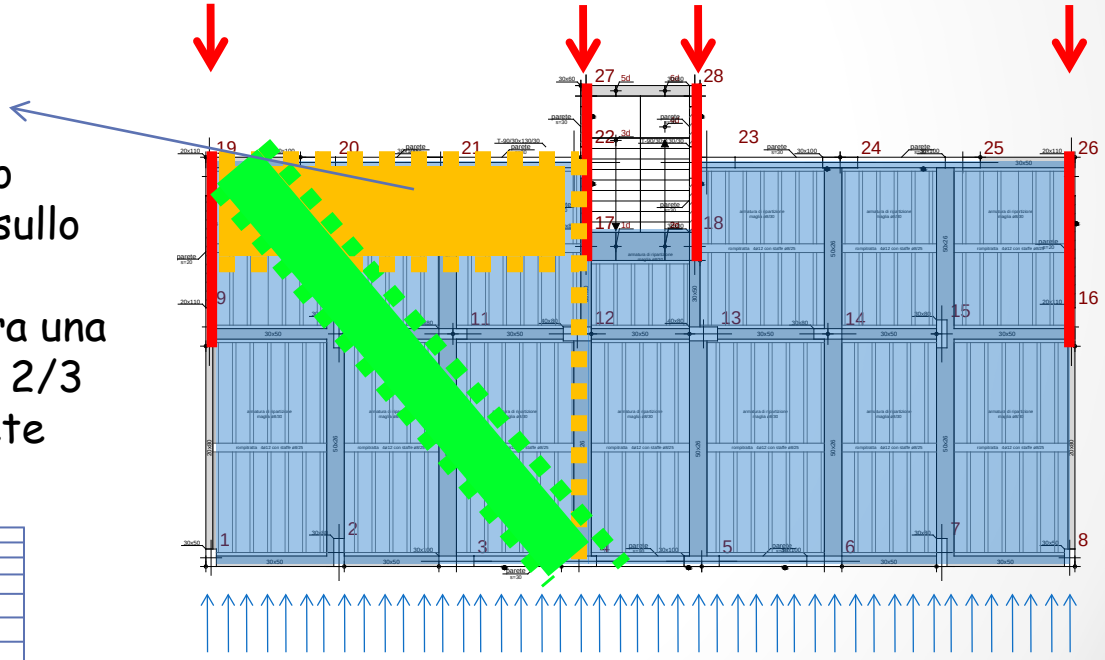
Verifica dei Solai

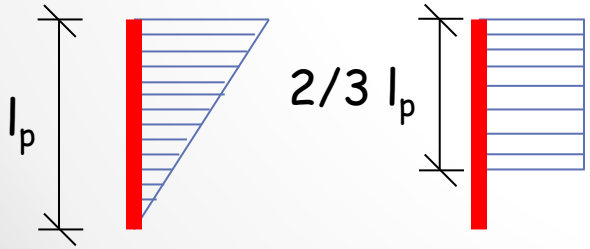
Verifica di Resistenza [kN-m]

- Verifica con meccanismo struct-and-tie <u>considerando in trazione anche l'armatura della trave</u>

Tirante acciaio

Il taglio viene trasferito gradualmente all'impalcato sullo sviluppo della parete; forfettariamente si considera una larghezza del tirante pari a 2/3 della lunghezza della parete





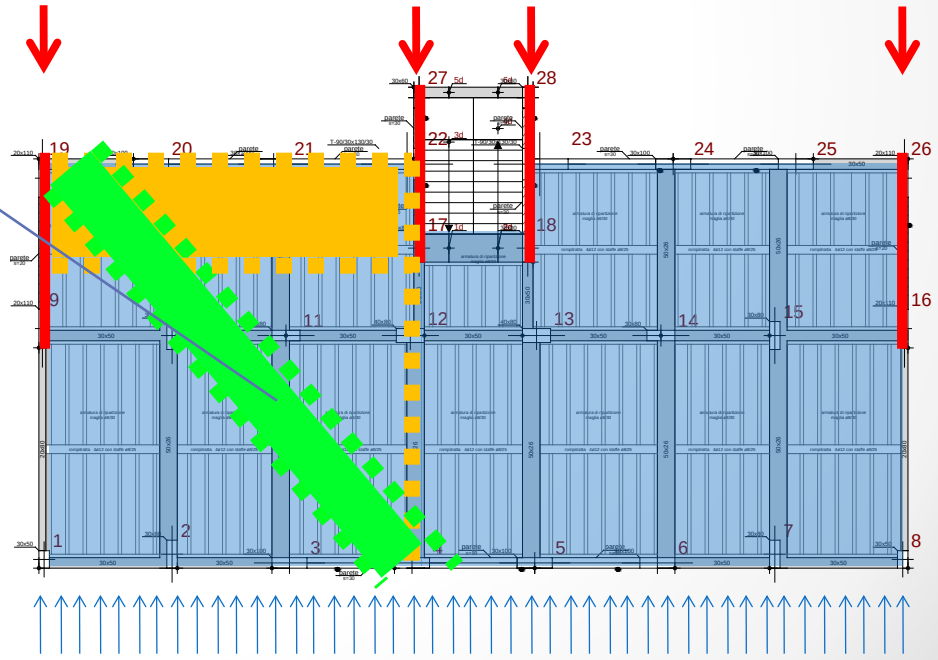
Verifica dei Solai

Verifica di Resistenza [kN-m]

- Verifica con meccanismo struct-and-tie considerando in trazione anche l'armatura della trave

Puntone calcestruzzo

Convenzionalmente si considera la larghezza del puntone di calcestruzzo pari a L/10;
Per tale sezione, considerando lo spessore della soletta, si va a verificare la massima tensione di compressione

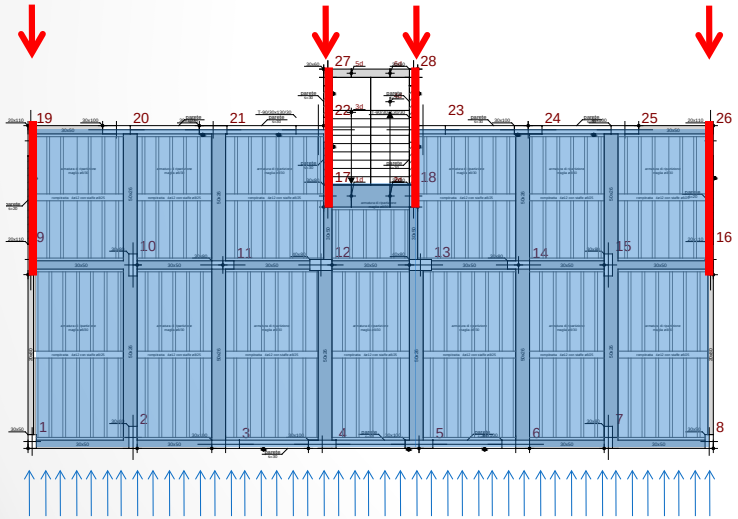


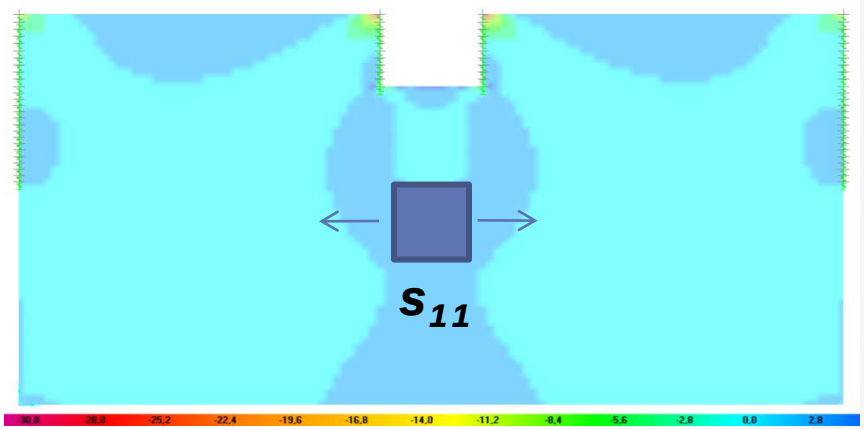
Verifica dei Solai

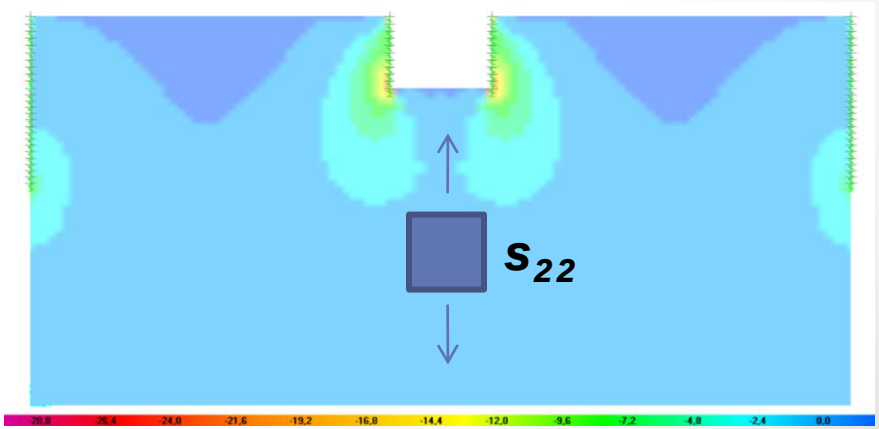
Verifica di Resistenza [kN-m]

- Modellazione a lastra

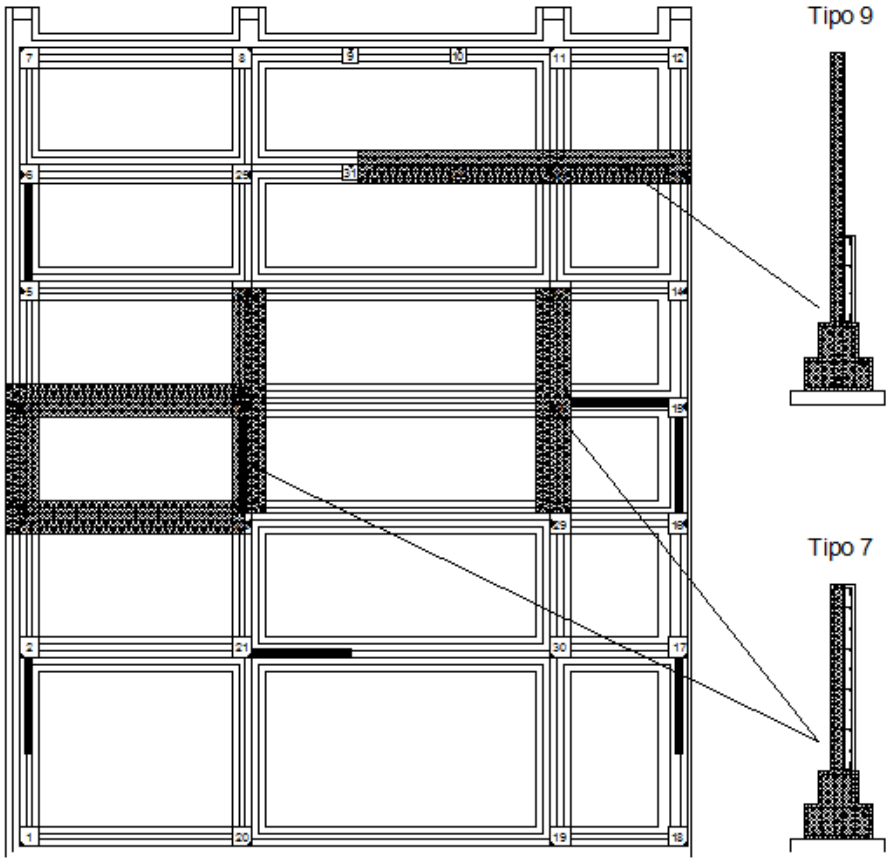
su appoggi (più accurata)

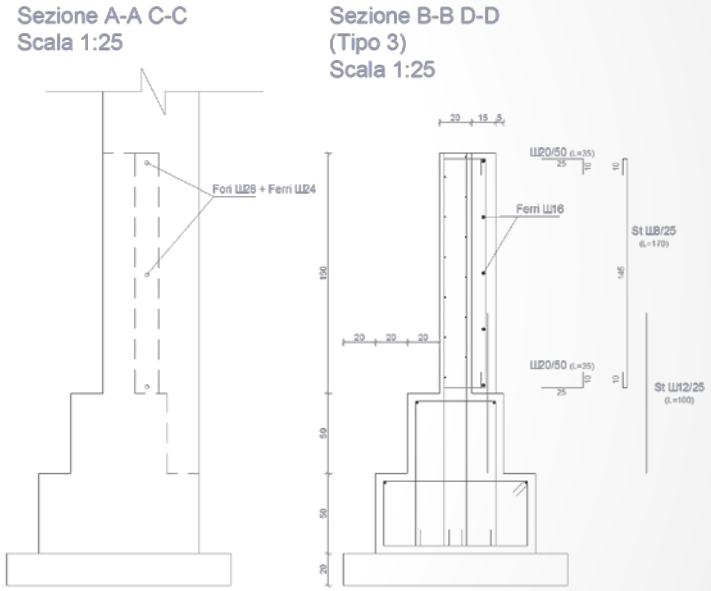






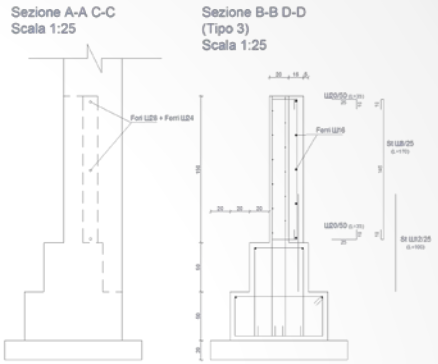
Progetto e Verifica delle Fondazioni





Particolari e definizione delle fasi costruttive

PARTICOLARI E DEFINIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE



PARTICOLARI E DEFINIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE

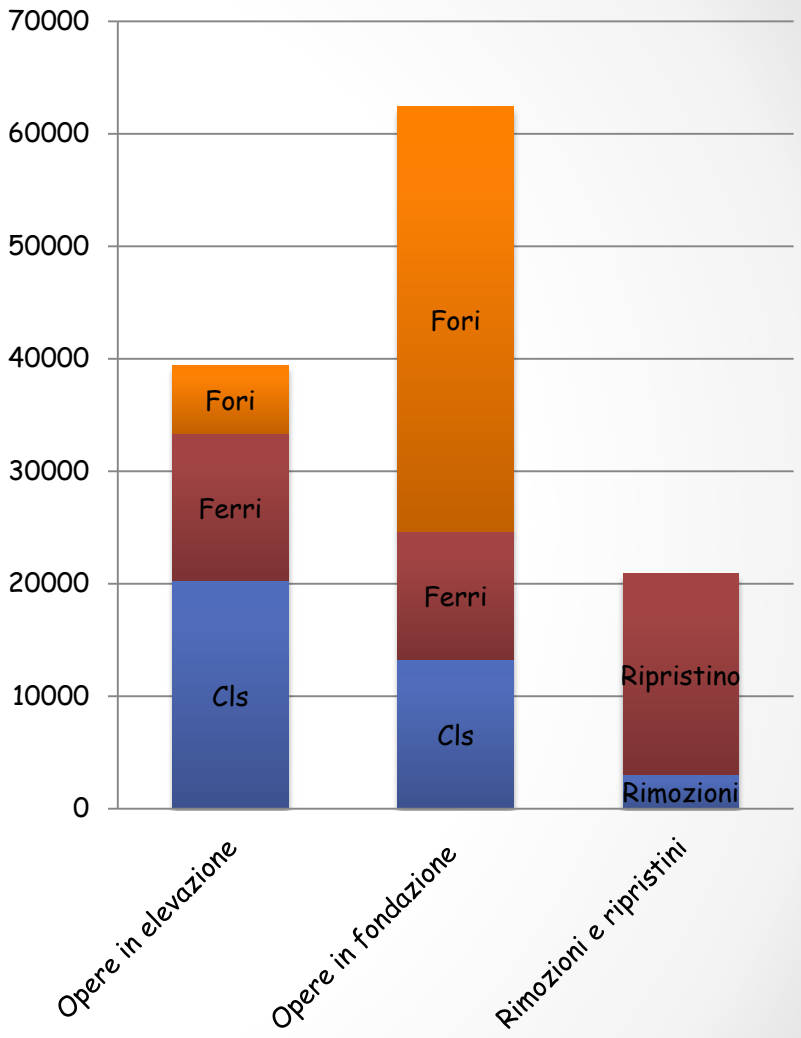
PARTICOLARI E DEFINIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE

PARTICOLARI E DEFINIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE

Confronto Economico tra le soluzioni studiate per l'edificio in esame

- **Pareti in c.a.**

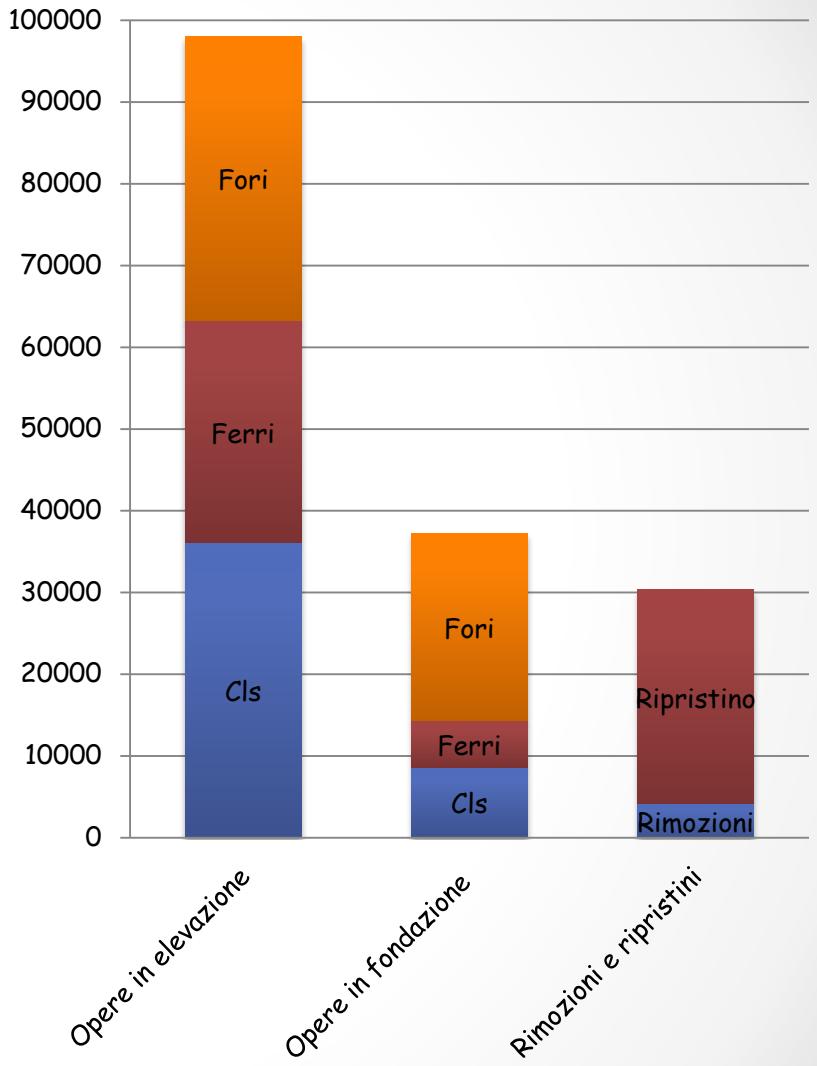
Tipo	Costo [€]
Cls e casseforme pareti	20257,04
Armature pareti	13076,06
Fori per pareti	6097,00
Cls e casseforme fondazioni	13231,51
Armature per fondazioni	11439,13
Fori per fondazioni	37747,56
Rimozioni e ripristini	2092,56
TOTALE	**122.750,80**



CONFRONTO METODOLOGIE ADEGUAMENTO

- **Camicie in c.a.**

Tipo	Costo [€]
Cls e casseforme incamiciat.	36084,88
Armature incamiciature	27194,19
Fori per incamiciature	34777,46
Cls e casseforme fondazioni	8620,85
Armature per fondazioni	5742,16
Fori per fondazioni	22918,00
Rimozioni e ripristini	30323,17
TOTALE	**165.660,70**



- **Controventi Metallici**

Tipo	Costo [€]
Carpenteria metallica (controventi e rinforzi pilastri e travi)	54300,00
Barre per ancoraggi	1000,00
Fori e iniezioni di resine	8000,00
Cls e casseforme fondazioni	2900,00
Armature per fondazioni	2350,00
Fori per fondazioni	2600,00
Rimozioni e ripristini	41500,00
TOTALE	**112.650,00**